



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI TRIESTE

XXIII CICLO DEL

DOTTORATO DI RICERCA IN

Ingegneria delle Infrastrutture, delle Strutture e dei Trasporti

***ANALISI DI UN SISTEMA IBRIDO SISMO – RESISTENTE COSTITUITO DA ELEMENTI
TRALICCIATI IN ACCIAIO INGLOBATI NEL CALCESTRUZZO***

(Settore scientifico-disciplinare ICAR/09)

DOTTORANDO:

Sveva SORGON

COORDINATORE DEL COLLEGIO DOCENTI:

Chiar.mo prof. Iginio MARSON

Università degli Studi di Trieste

RELATORE:

Chiar.mo prof. Claudio AMADIO

Università degli Studi di Trieste

Alla mia famiglia

SOMMARIO

| | |
|---|----|
| INTRODUZIONE | 1 |
| CAPITOLO 1 CENNI STORICI SULLE TRAVI RETICOLARI MISTE | 3 |
| CAPITOLO 2 INQUADRAMENTO NORMATIVO | 7 |
| CAPITOLO 3 LO STATO DELL'ARTE E LE PROBLEMATICHE APERTE | 11 |
| CAPITOLO 4 SISTEMA COSTRUTTIVO ANALIZZATO | 17 |
| 4.1 NORME DI RIFERIMENTO..... | |
| 4.2 IL COMPORTAMENTO STATICO | |
| 4.3 LE VERIFICHE DI PROGETTO – SCHEMA DEI CARICHI..... | |
| 4.4 I CRITERI DI SCELTA PROGETTUALI | |
| CAPITOLO 5 PROVE SPERIMENTALI | 23 |
| 5.1 TRAVE IN PRIMA FASE | |
| 5.1.1 <i>Condizioni di vincolo e di carico</i> | |
| 5.1.2 <i>Posizione degli strumenti di misura</i> | |
| 5.1.3 <i>Descrizione delle prova</i> | |
| 5.2 TRAVE IN SECONDA FASE..... | |
| 5.3 NODO TRAVE COLONNA..... | |
| 5.3.1 <i>Condizioni di vincolo e di carico</i> | |
| 5.3.2 <i>Posizione degli strumenti di misura</i> | |
| 5.3.3 <i>Descrizione delle prova</i> | |

| | | |
|------------|--|----|
| CAPITOLO 6 | CONFRONTO NUMERICO SPERIMENTALE..... | 37 |
| CAPITOLO 7 | CRITERI DI PROGETTO A FLESSIONE | 41 |
| 7.1 | DEFORMABILITA' DELLA TRAVE IN PRIMA E SECONDA FASE..... | |
| 7.2 | FLESSIONE IN PRIMA FASE | |
| 7.3 | FLESSIONE IN SECONDA FASE..... | |
| CAPITOLO 8 | CONSIDERAZIONI TEORICHE SUL COMPORTAMENTO A TAGLIO DI TRAVI IN CEMENTO ARMATO..... | 47 |
| 8.1 | TRAVI SENZA ARMATURA A TAGLIO | |
| 8.2 | TRAVI ARMATE A TAGLIO..... | |
| 8.3 | MECCANISMO DI RITTER MORSCH | |
| 8.4 | MECCANISMO A INCLINAZIONE VARIABILE..... | |
| 8.5 | VERIFICA E PROGETTO..... | |
| CAPITOLO 9 | COMPORTAMENTO A TAGLIO TRAVE TRALICCIATA IN PRIMA E SECONDA FASE..... | 61 |
| 9.1 | ANALISI TRAVE SPERIMENTALE IN SOLO ACCIAIO (L=6M)..... | |
| 9.2 | ANALISI TRAVE SPERIMENTALE IN PRIMA FASE (L=6M)..... | |
| 9.3 | ANALISI TRAVE SPERIMENTALE IN SECONDA FASE (L=6M) | |
| 9.4 | TRAVE METALLICA (L=2M) | |
| 9.5 | TRAVE IN PRIMA FASE (L=2M)..... | |
| 9.6 | TRAVE IN SECONDA FASE (L=2M) | |
| 9.7 | MODELLAZIONE ANALITICA DEL TAGLIO..... | |
| 9.8 | MODELLO1: TRAVE IN SECONDA FASE | |

| | | |
|---|---------------------------------------|----|
| 9.9 | MODELLO2: TRAVE IN SECONDA FASE | |
| 9.10 | TRAVE IN PRIMA FASE | |
| 9.11 | MODEL CODE 2010..... | |
| CAPITOLO 10 COMPORTAMENTO A TAGLIO DEL NODO SPERIMENTALE..... | | 73 |
| 10.1 | VERIFICA A TAGLIO DEL NODO | |
| CONCLUSIONI..... | | 79 |
| BIBLIOGRAFIA..... | | 81 |
| Pubblicazioni dell'autore | | 87 |

INTRODUZIONE

Nel presente lavoro di dottorato si presentano i risultati di un'attività di ricerca che ha riguardato lo studio sperimentale di elementi tralicciati misti acciaio-calcestruzzo di nuova concezione, appositamente pensati per un utilizzo sismico.

Il sistema costruttivo analizzato consente infatti la realizzazione di una struttura parzialmente prefabbricata ad ossatura portante intelaiata, atta ad assorbire sia i carichi verticali che quelli orizzontali con le stesse prerogative di quelli misti o in calcestruzzo armato. Particolarmente importante per il funzionamento d'insieme risulta il comportamento del nodo trave colonna e della trave in prima e seconda fase.

Nel lavoro si riportano i risultati sperimentali ottenuti su questi elementi, assieme all'interpretazione dei risultati utili ai fini applicativi ed applicabili anche ad altre tipologie. Nel presente lavoro vengono inoltre analizzati i primi risultati di una prova sperimentale sul comportamento a taglio di un nodo esterno trave-colonna per sistemi reticolari misti. Obiettivo principale è quello di cogliere i diversi contributi forniti dal calcestruzzo e dall'acciaio per capire come il taglio viene assorbito dalla struttura all'interno del nodo.

Noti i risultati delle prove espresse attraverso le curve sperimentali si è proceduto con la discretizzazione dei provini mediante codice agli elementi finiti Abaqus al fine di trovare una congruenza fra i risultati sperimentali e numerici e procedere con lo studio della risposta degli elementi alle diverse sollecitazioni. Lo studio ha evidenziato una buona duttilità del sistema, anche se si sono riscontrate carenze di armatura a taglio in prossimità del nodo che hanno comportato un prematuro collasso.

In questo contributo si descrive in particolare la messa a punto del programma sperimentale in termini di caratteristiche del campione esaminato, viene presentata una panoramica della risposta strutturale, i modelli numerici per l'analisi e la verifica del funzionamento delle diverse componenti meccaniche del nodo con particolare interesse nell'individuazione di criteri di progettazione e di calcolo del comportamento a taglio in condizioni sismiche.



CAPITOLO 1

CENNI STORICI SULLE TRAVI RETICOLARI MISTE

La storia che raccontava il compianto Ing. Salvatore Leone per descrivere la nascita di queste travi era di un suo cantiere, a Pescara, dove aveva bisogno di realizzare travi composte tradizionali.

Dati i tempi di consegna, di circa 6 mesi, Egli si pose il problema di come realizzarle in officina nella maniera più semplice e così prese coscienza che a fronte del piatto inferiore, tutto necessario, l'anima piena era esuberante e, quindi, realizzò solo un traliccio monopiano con elementi piatti.

Per la stessa ragione verificò che anche il piatto superiore era esuberante ed anche molto ingombrante e lo sostituì con un solo ferro di sezione tonda. Questa forma permetteva altresì di appoggiare il solaio direttamente sul piatto inferiore.

Era nata, così, la prima Trave Reticolare Mista che l'Ing. Leone brevettò di lì a poco, nel 1967 e che prevedeva, all'occorrenza, uno strato di laterizio a coprire il piatto inferiore.



Figura 1: Logo commerciale per le Travi SEP.

La produzione industriale di queste travi iniziò circa un anno dopo, per merito di un prefabbricatore di Milano con sedi anche a Roma, Padova e Parigi: la SEP, Strutture Edili Prefabbricate, che diede il proprio nome a queste travi per alcuni anni distribuendole in tutta Italia (Figura 1).

Nel giro di pochi anni i produttori di Travi Reticolari Miste divennero una decina e si raggiunse presto un volume prodotto di una decina di migliaia di tonnellate l'anno. Dopo il fallimento della SEP, il marchio proprietario che più si diffuse, durante il periodo di validità del brevetto originario, fu "Trave rep".

Ben presto la trave in spessore di solaio risultò limitativa e l'Ing. Leone procedette a brevettare anche la trave fuori spessore, con due o più piani d'anima e con tre o più correnti superiori.

Alla fine degli anni '70, alla morfologia di base con piatto in acciaio si affiancò la morfologia con piatto in calcestruzzo, la Trave Lastra, introdotta dall'Ing. Livio Izzo [1], che ha avuto la sua grandissima diffusione solo dopo il ridimensionamento dell'efficacia delle vernici ignifughe.



Figura 2: Trave reticolare mista con fondello di calcestruzzo (Trave Lastra in stazioni della Metropolitana Milanese a Milano).

Nello stesso periodo venne proposta anche la Trave Solaio per risolvere gli impalcati da ponte con forte peso proprio di getto, luci importanti e carichi di prima categoria.

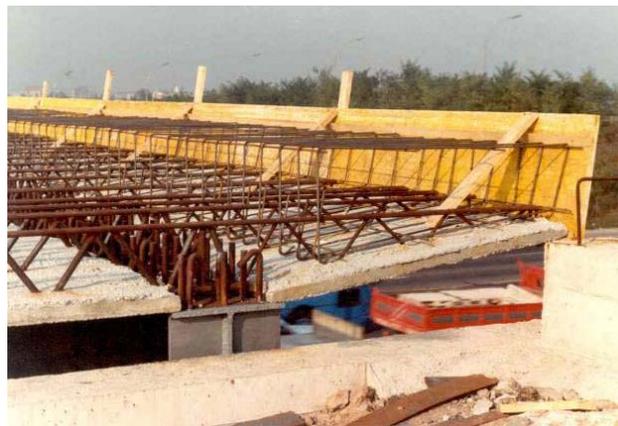


Figura 3: Impalcato dei cavalcavia sull'Autostrada A4 all'altezza di Agrate: Travi Solaio su Travi Mi-ste canoniche (1978).

Ma la novità più rilevante in queste travi, anch'essa introdotta dall'Ing. Livio Izzo negli anni '70 [2], fu la morfologia d'anima a puntoni verticali, invece di quella a puntoni obliqui, con molteplici vantaggi di efficienza ed efficacia:

- puntone più corto e, quindi, meno snello;
- ambedue gli elementi d'anima tesi in seconda fase anziché uno teso ed uno compresso;
- precompressione del puntone verticale in prima fase e rilascio della "sovrarresistenza" in seconda fase.

Il classico uovo di colombo che, con meno della metà del ferro, resiste al taglio più efficacemente della morfologia tradizionale.

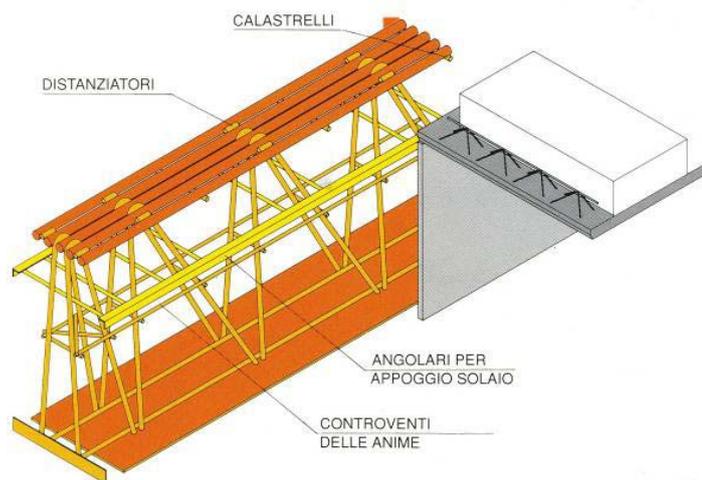


Figura 4: Tipica odierna trave reticolare mista.

Nel frattempo, i produttori di travi reticolari miste sono aumentati, fino a diventare i sessanta dei giorni nostri, ognuno dei quali le caratterizza con proprie specificità morfologiche, di materiali e di terminologia nelle tre principali versioni: col piatto in acciaio; col fondello in calcestruzzo (prefabbricato o no); come trave-solaio:

- Specificità morfologiche: Puntoni verticali/obliqui; Travi disassate; Corrente superiore arretrato; Monconi o Traliccio di continuità etc. etc.
- Specificità materiche: Solo acciaio liscio; solo acciaio nervato; l'uno e l'altro combinati a seconda delle singole parti costituenti le travi; eventuale precompressione di seconda fase.
- Specificità di terminologia: ART, CAM, COOPTRAVE, Metallica RDB, Mista RDB, RAFTER, REAM, rep, REP NOR, REP DIS, REP TR, SD, SER, SRP, TLQ, TMQ, TRR, TSQ, VTR.

Le realizzazioni hanno nel frattempo spaziato dalla semplice civile abitazione al terziario ai centri commerciali ed ai parcheggi ma con queste travi si sono realizzate strutture talmente "ardite" da far coniare ai comunicatori l'appropriato motto "Oltre i confini della fattibilità".



CAPITOLO 2

INQUADRAMENTO NORMATIVO

La misura della sicurezza per le Travi Reticolari Miste è basata su procedimenti che traggono le loro premesse dall'attribuzione del sistema alle categorie delle strutture in calcestruzzo armato o a sezione mista, cercando di conseguire il duplice scopo di potere disporre di modelli di analisi ben noti e di affidare il giudizio sulla idoneità statica del sistema a precisi documenti normativi.

Capostipite delle leggi procedurali è la Legge 1086/71 che regola le strutture in conglomerato cementizio armato normale o precompresso e le strutture in acciaio nelle quali la statica è assicurata in tutto o in parte da elementi strutturali in acciaio o in altri metalli. Pur non menzionando le strutture miste, questa legge copre in parte le Travi (PREM) in oggetto, quantomeno perché esse, in prima fase, sono strutture in acciaio. Poiché le Travi Reticolari Miste sono Prefabbricate, da parte dei produttori devono essere osservate le norme inerenti i manufatti prodotti in serie, come l'art. 9 della Legge 05/11/71 e il D.M. 03/12/87: "Norme tecniche per le costruzioni prefabbricate".

In applicazione della L. 1086/71 sono stati pubblicati vari decreti fra cui il D.M. 09/01/96 (parte V) in cui sono state imposte le norme per travi composte acciaio – calcestruzzo canoniche. Sono oggetto di tali norme le strutture costituite da una o più travi di acciaio a parete piena e da una soletta di estradosso di calcestruzzo armato normale o precompresso. La soletta di calcestruzzo e la membratura di acciaio sono rese collaboranti mediante connettori che assicurano il funzionamento dell'insieme come unico elemento resistente.

Sempre in ottemperanza alla L. 1086/71 è stato poi pubblicato il D.M. 14/09/05 (par. 5.6) di cui sono oggetto gli elementi strutturali costituiti da acciai per carpenteria metallica e calcestruzzo armato normale o precompresso. La trasmissione degli sforzi tra calcestruzzo e acciaio, per assicurare le ipotesi di aderenza, deve essere affidata a connettori metallici che devono assorbire la risultante degli sforzi teorici sulla superficie di contatto. I connettori devono poter assorbire sia gli sforzi di taglio che quelli di trazione ortogonali alle superfici di contatto dei materiali componenti, dovuti sia a sforzi applicati che a deformazioni imposte.

In parallelo alle summenzionate Regole Tecniche sono state pubblicate anche delle norme volontarie come la CNR UNI 10016/72, in cui gli elementi strutturali composti di acciaio e calcestruzzo hanno la sezione costituita da una parte in acciaio ed una in calcestruzzo armato normale o precompresso, rese collaboranti attraverso l'adozione di opportuni dispositivi di collegamento che le rendono solidali e la CNR UNI 10011/88: "Costruzioni in acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione".

In ambito europeo, la normativa di riferimento è l'Eurocodice 4 in cui l'elemento strutturale composto è costituito da calcestruzzo e acciaio sagomato a freddo, interconnessi da collegamenti a taglio tali che limitino lo scorrimento longitudinale tra il calcestruzzo e l'acciaio e la separazione di un componente dall'altro. Questo contesto normativo si è arricchito, finalmente, con il D.M. 14/01/2008 che nel suo par. 4.6 prende in esame esplicitamente, per la prima volta nella storia delle normative, le travi tralicciate in acciaio conglomerate nel getto di calcestruzzo collaborante, avviando così un percorso verso una loro compiuta regolamentazione per la progettazione, produzione e montaggio. Per le saldature degli acciai da cemento armato, infine, la normativa da seguire è la PR EN ISO 17660: 2001 (norma sperimentale). Tale norma definisce i requisiti dei materiali, le tecniche di saldatura, i requisiti di progetto e le modalità di esecuzione dei giunti saldati, oltre agli esami e alle prove da eseguire sui campioni.

In applicazione del D.M. 14/01/2008, nel maggio 2008 è stata istituita una apposita commissione nominata dal Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, con l'incarico di produrre delle Linee Guida per le Travi Reticolari Miste. In tale documento, le Travi PREM, vengono classificate in tre principali categorie. In particolare, rifacendosi a tipologie già consolidate nella normativa e nella letteratura internazionale, la Commissione ritiene che le Travi Reticolari Miste possano essere classificate come:

- a) strutture composte acciaio – calcestruzzo;**
- b) strutture in calcestruzzo armato;**
- c) strutture ibride.**

Delle tre categorie sopra indicate, le prime due non rientrano nell'ambito di applicazione del punto 4.6 del D.M. 14/01/2008 (Norme Tecniche delle Costruzioni – NTC) in quanto espressamente disciplinate rispettivamente dai paragrafi 4.3 e 4.1 delle stesse norme. La terza categoria, invece, comprende quelle tipologie che per principi, modelli di calcolo e materiali non possono essere comprese nelle prime due. In particolare, le Travi PREM possono rientrare nella categoria a) quando il sistema resistente le assimila ad una trave in acciaio collaborante con una soletta di calcestruzzo. Coerentemente con questa ipotesi strutturale si può considerare nel sistema resistente solo l'acciaio da carpenteria (piatti, profilati, tondi, ecc.).

In alternativa, le Travi PREM possono rientrare nella categoria b) quando: la capacità portante di 2^a fase è garantita esclusivamente dal calcestruzzo e dall'acciaio da c.a., secondo gli specifici modelli previsti dalle NTC o, ove applicabile, dall'EN 1992. Non è consentito in questo caso prendere in conto, nella fase finale di funzionamento il contributo dell'acciaio da carpenteria (l'acciaio da carpenteria utilizzato per la 1^a fase non può essere preso in conto nella definizione del modello resistente di 2^a fase). Se le tipologie strutturali delle Travi PREM non rientrano nelle prime due categorie, a) e b), le travi sono da considerarsi come strutture ibride, che rappresentano una innovazione nel campo

dell'ingegneria strutturale, per le quali le NTC e gli Eurocodici non hanno ancora previsto specifiche regole di progettazione. A questa tipologia appartengono numerose travi reticolari miste in quanto tali travi sono spesso dotate di un fondello di acciaio ed hanno armatura integrativa costituita da acciaio da calcestruzzo armato (B450C), oppure sono realizzate con acciaio da carpenteria che in seconda fase viene utilizzato, nei modelli resistenti, come acciaio da calcestruzzo armato, dove al calcestruzzo è affidato il compito di trasferire il taglio al pilastro o le compressioni del momento negativo sugli appoggi intermedi.

La terza categoria c) comprende quelle tipologie che per principi, modelli di calcolo e materiali non possono essere comprese nelle prime due. In questa tipologia rientrano anche la travi oggetto di questa tesi di dottorato. Esse rappresentano una innovazione nel campo dell'ingegneria strutturale, per le quali la NTC e gli Eurocodici non hanno ancora previsto specifiche regole di progettazione.

Per la tipologia c), quindi, è richiesta una adeguata sperimentazione su campioni e su modelli, sia relativamente alla 1^a fase sia alla 2^a fase, riguardante le condizioni di esercizio e ultime, con riferimento anche ai principi della progettazione assistita da prove (EN 1990 Appendice D). In alternativa, i progettisti dovranno definire modelli di calcolo attendibili e giustificati anch'essi dalla sperimentazione, anche numerica. In questo contesto normativo, il Gruppo di Lavoro Assoprem-CIS-E ha prodotto la prima versione delle "*Raccomandazioni per la progettazione e l'esecuzione di travi prefabbricate reticolari miste*", finalizzate alla definizione delle regole di progettazione, realizzazione, montaggio e collaudo delle travi reticolari miste. Le Raccomandazioni sono state prodotte al fine di fornire un documento tecnico attuativo dei principi riportati nelle Procedure Ministeriali, nel pieno rispetto delle normative tecniche vigenti, alle quali fanno ampio riferimento.

Uno degli obiettivi principali delle Raccomandazioni riguarda le definizioni di regole di progettazione che garantiscano i livelli di sicurezza previsti dalle NTC, nelle diverse fasi di vita delle travi reticolari miste. Sono presenti diverse regole per i particolari costruttivi che riguardano, per esempio, le saldature dei nodi del traliccio, gli ancoraggi delle armature, l'instabilità degli elementi compressi del traliccio, etc [50].



CAPITOLO 3

LO STATO DELL'ARTE E LE PROBLEMATICHE APERTE

Nel corso degli anni sono state svolte numerose indagini sperimentali, numeriche e analitiche, per la valutazione del comportamento, globale o locale, di travi reticolari miste.

In numero non trascurabile sono state anche le pubblicazioni, per lo più in ambito nazionale, che hanno focalizzato alcune delle problematiche, tecnologiche in primis, e testato nuove soluzioni che di fatto rispondevano ad esigenze di miglioramento del prodotto commerciale.

La diffusione in ambito scientifico di molte esperienze sperimentali è tuttavia limitata, così come limitata è la disponibilità di un'ampia e soprattutto organica bibliografia facilmente disponibile e accessibile: questo è di fatto dovuto sia alla refrattarietà di molti produttori a rendere disponibile alla comunità i risultati delle campagne sperimentali svolte al proprio interno, che all'assenza di un piano coordinato, continuativo, scientifico e ampio di indagine. Lo stato dell'arte sull'argomento si risolve pertanto in una serie sparsa di risultati sperimentali ed elaborazioni analitiche, di tutto rispetto, ma non sempre inseribili in un quadro organico ed omogeneo.

Possiamo schematicamente focalizzare l'attenzione su tre tipologie di prove sperimentali ampiamente riportate in letteratura. Una prima tipologia, affrontata ricorrentemente negli anni Ottanta e Novanta, riguarda la valutazione della duttilità flessionale di tali travi rispetto ai modelli di calcolo per le strutture ordinarie in calcestruzzo armato.

E' evidente come spesso le travi reticolari abbiano percentuali di armatura a flessione molto superiori, rispetto a quelle presenti nelle travi in c.a., con una conseguente ovvia penalizzazione in termini di duttilità globale della struttura.

Anche la percentuale di armatura compressa risulta essere spesso sovrabbondante per evitare problemi di instabilità con i carichi di prima fase (per cui in certi tratti di trave l'armatura compressa risulta superiore a quella tesa). Nelle prove sperimentali di Spadea et al. [3], [4] e [5], gli autori hanno dimostrato che la duttilità delle travi (Figura 5 e Figura 6) aumenta all'aumentare dell'area di acciaio compresso, purché sia presente un adeguato traliccio di collegamento. La sua presenza o meno modifica significativamente la risposta strutturale a flessione in fase fessurata.

Gli autori hanno inoltre osservato scorrimento significativo tra le barre compresse superiori e il calcestruzzo, anche in fasi di carico intermedio, a dimostrazione di una sovrabbondanza di tale armatura che può incorrere in fenomeni di instabilità e, comunque, fa venire meno l'ipotesi di sezione piane.

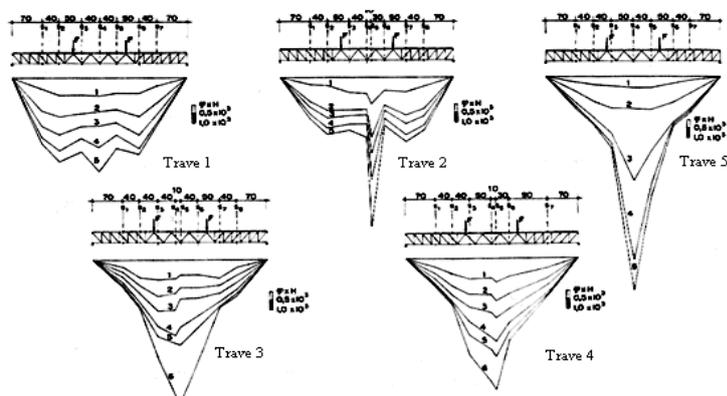


Figura 5: Andamento della deformata in prove a flessione con diverso contenuto di armatura a flessione [4].

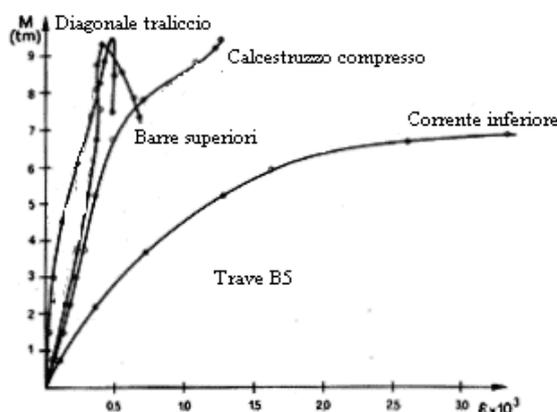


Figura 6: Misurazioni delle deformazioni delle diverse componenti strutturali di una trave retico-lare mista soggetta a flessione [5].

Inoltre, l'utilizzo dei modelli classici per il calcestruzzo armato [6] porta ad una verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) molto conservativa se applicata tout court alle travi reticolari miste: gli autori suggeriscono di tener conto di deformazioni ultime meno restrittive e dell'incrudimento dell'acciaio.

Il traliccio di collegamento tra il corrente inferiore e quello superiore della struttura metallica autoportante è l'elemento strutturale che condiziona in maniera fondamentale il comportamento flessionale delle travi reticolari miste: il contatto tra di esso e il conglomerato è in grado di assicurare quasi totalmente la connessione acciaio-calcestruzzo in tali travi.

Il contatto tra il fondello di acciaio e il calcestruzzo non è invece determinante per la resistenza ultima in quanto influenza prevalentemente le deformazioni in esercizio.

Gli autori hanno a tal fine effettuato prove in cui il contatto tra il fondello in acciaio e il calcestruzzo è stato azzerato appositamente con l'interposizione di un opportuno foglio di polietilene [5].

I modelli analitici per il calcestruzzo armato, pertanto, confermano la loro bontà anche nell'applicazione alle travi reticolari miste, pur essendo a volte eccessivamente conservativi. L'assimilazione delle travi reticolari miste a quelle in c.a. risulta pertanto congrua flessionalmente.

Un secondo aspetto riguarda le problematiche del taglio, sicuramente più critiche e con peculiarità tali da far associare tali travi non tanto ad una variante delle strutture in c.a., ma piuttosto a travi composte sui generis.

Questo è sicuramente un ambito in cui la ricerca dovrà impegnare forze e mezzi per una valorizzazione dell'argomento ed una conseguente conoscenza approfondita dei meccanismi resistenti e taglio e delle modalità di trasferimento degli sforzi tra traliccio e calcestruzzo.

Alcune prove a taglio [7] hanno evidenziato come i meccanismi di resistenza a taglio delle travi reticolari miste (Figura 7 e Figura 8) siano significativamente differenti da quelli di analoghe travi in calcestruzzo armato: in particolare la resistenza risulta essere mediamente superiore nelle travi reticolari, usando gli stessi modelli analitici del c.a., e molto differenziata in funzione della morfologia di anima prescelta (puntoni verticali od obliqui).



Figura 7: Collasso per taglio di una trave reticolare mista [7].

Indubbiamente il ruolo del traliccio (struttura dotata di una significativa rigidità propria) così come del piattello (soprattutto se in acciaio, al fine del dowel action), contribuiscono a conferire una extra-resistenza a taglio (con riferimento particolare al contributo del calcestruzzo) rispetto ai modelli classici per le strutture in c.a., fondati sul concetto di perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo e su di un conseguente comportamento a pettine della struttura.

Tale ipotesi non trova riscontro nelle travi reticolari miste, in cui l'aderenza ha un ruolo marginale, mentre il trasferimento degli sforzi è di fatto affidato meccanicamente al traliccio.

Il quadro fessurativo è differente e l'assenza di aderenza comporta un contributo non trascurabile dell'effetto arco.



Figura 8: Tipica fessurazione a taglio di una trave reticolare mista: distacco del fondello e fessurazione inclinata [7].

Sempre in riferimento alle problematiche relative al taglio, alcune interessanti prove di push-out sono state eseguite, sia recentemente [8] che negli anni Novanta [9], con risultati non sempre in accordo, essenzialmente a causa della differente tecnologia di collegamento (Figura 9).

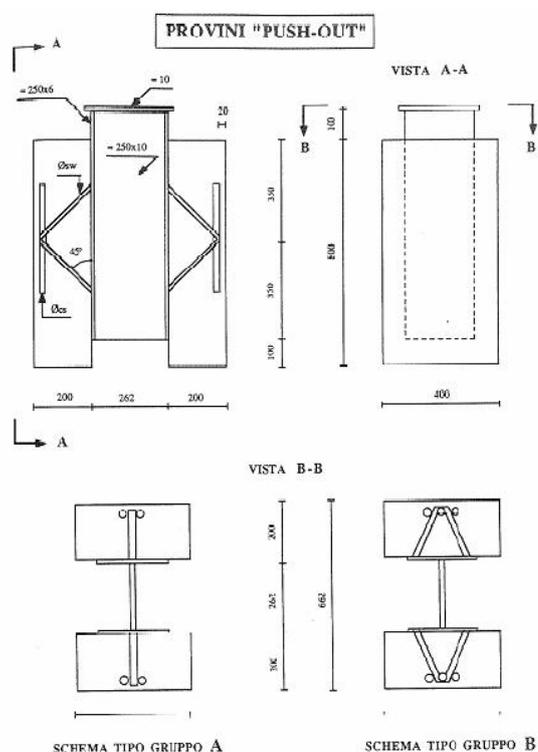


Figura 9: Prove di push-out su prototipi di travi reticolari miste [9].

Gli autori [9] hanno evidenziato tre differenti tipologie di collasso dei provini:

- per cedimento delle diagonali del traliccio (se di piccolo diametro), con una risposta strutturale ampiamente duttile, a meno di collasso improvviso della saldatura;
- per rottura del calcestruzzo, con bassa duttilità: tale situazione si è presentata in presenza di grandi diametri delle diagonali;
- per rottura locale per punzonamento o strappo della lamiera causata da sforzi trasmessi dalle diagonali, con duttilità comunque medio-alta.

Il problema della determinazione della resistenza al taglio delle travi in conglomerato armato ha sempre avuto una particolare attenzione anche nella letteratura scientifica americana, a partire dagli anni 60', dopo che, nel 1995, la rottura improvvisa, attribuita ad una non corretta progettazione a taglio di alcune travi costituenti la copertura dell'hangar del Wilkins Air Force Depot a Shelby, in Ohio, mise fortemente in discussione le metodologie di progetto a taglio contenute nella normativa americana ACI.

Furono quindi realizzati diversi studi teorici mirati ad un miglioramento della normativa esistente, sintetizzati in alcuni rapporti speciali redatti da una commissione comune ASCE-ACI. Si sentiva, allora, la forte necessità di stabilire le basi di una teoria razionale in grado di spiegare il meccanismo interno che portava alla rottura per taglio nelle travi in conglomerato armato, e, nello stesso tempo, in grado di quantificare la resistenza sviluppata da questo meccanismo (Kani, 1964).

Parallelamente agli studi teorici, si eseguirono anche numerose campagne sperimentali (Leonhardt e Walther, 1962, Bresler e Scordelis, 1963, Zsutty, 1968), in gran parte volte alla determinazione di formule empiriche che potessero fornire, in modo semplice ed immediato, la resistenza al taglio come funzione dei principali parametri che influenzavano il fenomeno.

Degli studi eseguiti, buona parte sono stati condotti su elementi privi di armatura trasversale, essendo comunemente riconosciuto che, attraverso l'analisi dei meccanismi di rottura e di trasferimento del taglio di travi senza staffe si potessero ottenere interessanti elementi per meglio comprendere il comportamento a taglio anche delle travi con armatura trasversale. Dopo quasi cinquant'anni, l'attività di ricerca finalizzata alla completa comprensione del problema è ancora in continua evoluzione e, parallelamente ad essa, le norme di progetto sono state modificate e aggiornate più volte nel tempo, in quanto basano di fatto l'analisi del taglio su considerazioni del tutto o al più semi – empiriche, che quindi non possono essere ritenute completamente soddisfacenti.

Per questi motivi, l'esigenza di stabilire metodi di analisi e progetto che forniscano una valutazione realistica della resistenza, della rigidezza e della duttilità di questi elementi è ancora molto forte [51].

Ultimo aspetto, ovviamente non per importanza, riguarda lo studio del comportamento sismico, in riferimento in particolare alla realizzazione di nodi trave-colonna.

Discreta è la letteratura, soprattutto recente, anche se la particolarità di ciascuna sperimentazione, in termini di soluzioni tecnologiche e detailing, impedisce la formulazione di conclusioni generali. Punti critici appaiono comunque l'aderenza, il collegamento dell'eventuale piattello di acciaio al nodo, il taglio e, a volte, la scarsa capacità dissipativa.

CAPITOLO 4

SISTEMA COSTRUTTIVO ANALIZZATO

Il nuovo sistema costruttivo e analizzato in questo lavoro di tesi, ideato dallo Studio Suraci di Udine, si basa su uno schema di struttura parzialmente prefabbricata ad ossatura portante intelaiata reticolare mista in acciaio-calcestruzzo.

Essa viene realizzata montando elementi lineari quali travi e pilastri, collegati in opera mediante saldatura di opportune parti metalliche di collegamento e getto integrativo di calcestruzzo. L'ubicazione di questi collegamenti rappresenta un elemento importante caratterizzante il comportamento statico dell'insieme, che deve pertanto essere progettato tenendo presente la duplice esigenza della sicurezza statica e della semplificazione delle operazioni di montaggio, in relazione quest'ultima alle disponibilità dei mezzi di sollevamento.

Per le caratteristiche del sistema costruttivo, la struttura che ne deriva può essere classificata anche come composta "ibrida", in quanto si pone a metà tra un sistema costruttivo in acciaio ed uno a struttura composta tradizionale.

Le caratteristiche del sistema sono schematicamente indicate nelle figure 10 e 11. I singoli elementi sono costituiti da tralicci scatolari ottenuti dall'assemblaggio, mediante calastrelli, di due tralicci piani, ciascuno dei quali costituito da due correnti paralleli (formati da due angolari), mutuamente collegati con aste di parete inclinate (tondi lisci).

L'assemblaggio dei vari elementi che costituiscono il traliccio metallico è ottenuto mediante giunzione saldata con processo automatico su appositi banchi di lavoro.

Come mostra la figura 12 i collegamenti nodali fra gli elementi scatolari, atti a formare i telai, si realizzano mediante piatti metallici saldati che trovano posto negli interspazi tra le coppie di angolari che costituiscono i quattro correnti posti ai vertici delle sezioni trasversali [10], [11], [12], [13].

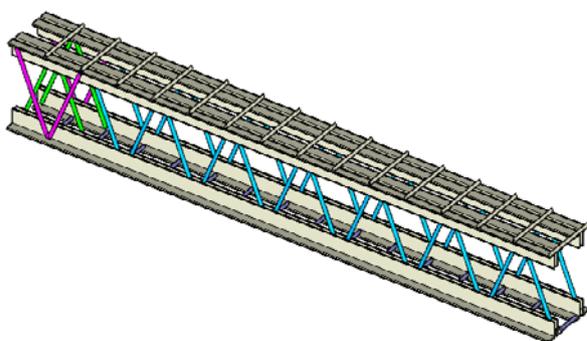


Figura 10. Sistema metallico per la trave in spessore.

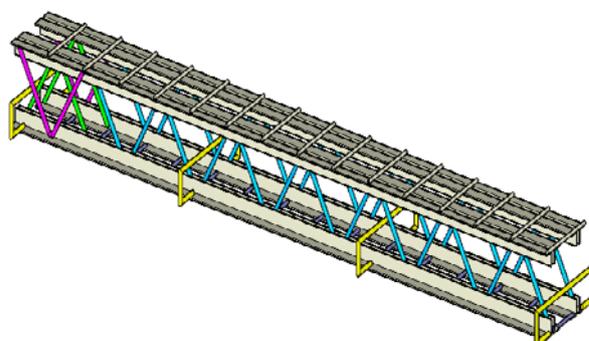


Figura 11. Sistema metallico per la trave fuori spessore.

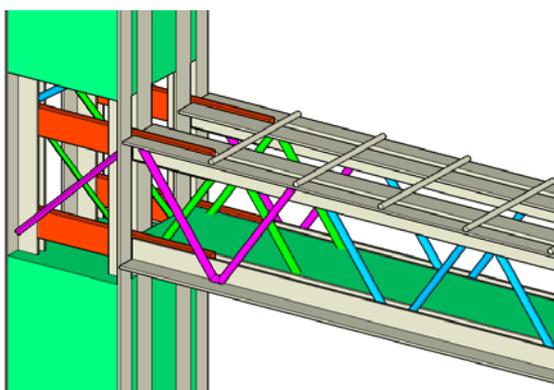


Figura 12. Particolare collegamento nodo trave-colonna, con trave in spessore di solaio.

Il sistema metallico viene integrato con un getto prefabbricato di calcestruzzo in modo da realizzare dei sistemi a trave fuori spessore o in spessore come mostrato nella figura 13.

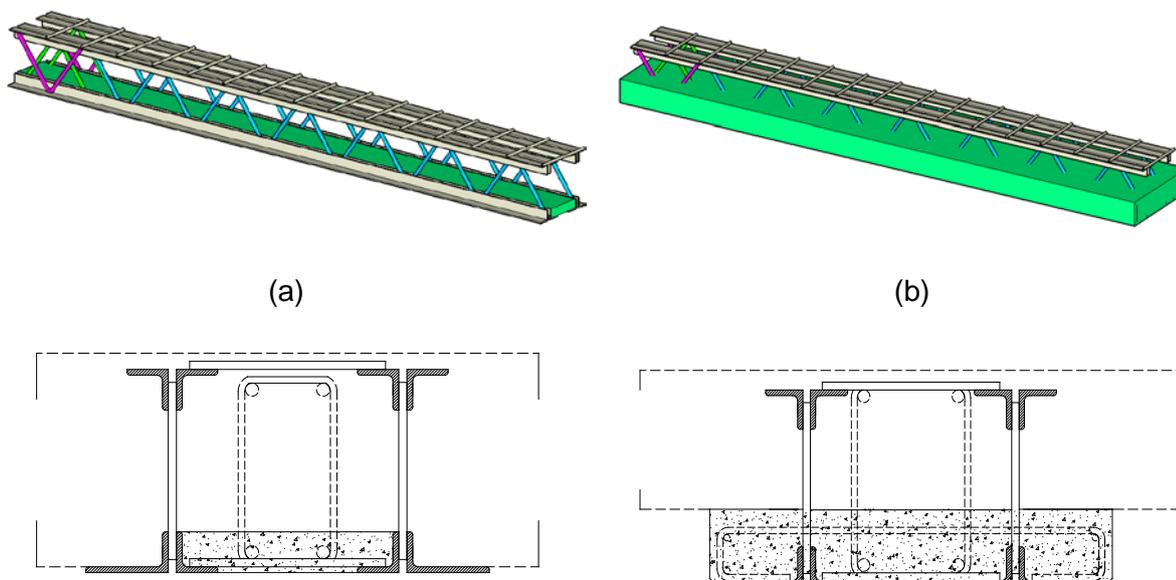


Figura 13. Sezione travi in spessore (a) e fuori spessore di solaio (b).

L'armatura metallica delle travi, come si vede nelle sezioni precedenti, può essere eventualmente integrata inserendo all'interno del traliccio scatolare un sistema tradizionale di ferri longitudinali e staffe, per riprendere il taglio o il momento flettente, soprattutto in prossimità dei nodi trave-colonna.

Come detto, le travi di questo sistema tralicciato acciaio-calcestruzzo, sono travi metalliche, che danno luogo a strutture miste aventi caratteristiche variabili in funzione del tipo di sezione risultante dalla progettazione e aventi calcestruzzo collaborante anche in prima fase. Essendo più rigide delle equiportanti travi in cemento armato consentono, in fase di progetto, di aumentare l'interasse dei pilastri.

Esse si distinguono principalmente in:

- travi realizzate con il traliccio scatolare in spessore di solaio,
- travi realizzate con il traliccio scatolare fuori spessore di solaio.

Come per le travi, anche i pilastri, sono costituiti da un traliccio in acciaio inglobato nel calcestruzzo, ottenendo così un sistema reticolare misto nella sua interezza. I pilastri possono essere realizzati mediante un unico elemento prefabbricato di due - tre piani oppure montati piano per piano tramite opportuni collegamenti. È prevista la possibilità di utilizzare anche pilastri in c.a. realizzati in opera.

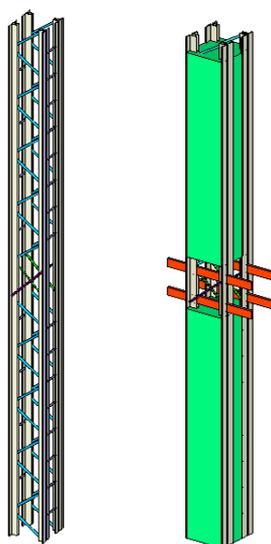


Figura 14. Traliccio metallico del pilastro.

Il sistema può consentire la realizzazione di una maglia ottimale in pianta di 7.5x7.5m, con l'utilizzo di travi anche in auto portanza. Esso può essere classificato come un sistema a prefabbricazione parziale, caratterizzato da notevole rapidità di montaggio e realizzazione [10], [11], [12], [13].

4.1 NORME DI RIFERIMENTO

Essendo lo schema di funzionamento delle travi del sistema Traliccio Acciaio-Calcestruzzo relativo ai diversi momenti in cui le travi svolgono la loro funzione statica, trasformando progressivamente la loro portanza iniziale di travatura metallica a quella finale di trave composta, la normativa di riferimento è stata desunta sia dalle norme tecniche per le strutture in acciaio e sia dalle norme per le strutture composte[10], [11], [12].

4.2 IL COMPORTAMENTO STATICO

Il comportamento statico delle travi del sistema costruttivo è collegato ai due diversi momenti in cui la trave svolge la sua completa funzione statica:

1^a fase Sino al consolidamento del calcestruzzo, la trave si comporta come una struttura metallica (o al più come trave composta con riferimento alla sola ala inferiore) in semplice appoggio.

2^a fase A getto solidificato, la trave è solidarizzata con le strutture portanti continue e lo schema statico è quello di una struttura mista intelaiata [10], [11], [12], [13].

4.3 LE VERIFICHE DI PROGETTO – SCHEMA DEI CARICHI

Nello studio del sistema costruttivo proposto si studia il comportamento statico considerando i carichi suddivisi tra quelli agenti in prima fase, sulla trave in semplice appoggio e senza il getto integrativo, ed i carichi agenti in seconda fase sulle travi a struttura ultimata.

Carichi di 1^a fase:

- peso proprio del traliccio metallico;
- quota di influenza del solaio compreso tra la trave ed il primo rompitratta;
- ulteriori carichi sia concentrati che distribuiti, compresi eventuali carichi derivanti da elementi strutturali poggianti sulla trave.

Carichi di 2^a fase:

- carichi permanenti derivanti dalla prima fase in seguito alla eliminazione dei puntelli;
- incidenza dei tramezzi;
- peso del massetto, del pavimento e dell'intonaco;
- peso di ulteriori carichi gravanti sulla trave (pilastri, muri portanti, ecc).

In particolare, nel caso di applicazioni di puntelli provvisori in numero limitato occorre considerare prima di tutto la trave come continua sugli appoggi e valutare i diagrammi delle forze di taglio e dei momenti flettenti indotti dal peso proprio del getto e le tensioni corrispondenti (I fase, prima del disarmo).

La rimozione dei puntelli (disarmo) equivale ad eliminare le corrispondenti reazioni: di ciò si tiene conto nel modello di calcolo applicando allo schema della trave appoggiata delle forze concentrate dirette verso il basso, uguali ed opposte alle reazioni degli appoggi

intermedi della trave continua. Si determinano i tagli ed i momenti corrispondenti e si valutano le tensioni correlative con riferimento alla sezione mista [10], [11], [12], [13].

4.4 I CRITERI DI SCELTA PROGETTUALE

Il sistema costruttivo consente e prevede varianti costruttive per ogni tipo di trave prodotta, la scelta progettuale può quindi essere fatta sulla base del tipo di edificio e sulla sua ubicazione, senza essere vincolata al tipo di elementi disponibili.

La struttura metallica prefabbricata è costituita da tralicci scatolari ottenuti dall'assemblaggio di quattro tralicci piani, ciascuno dei quali è composto da due correnti formati da profili angolari metallici, aste di parete tralicciate o parallele, un piatto di collegamento saldato ai due correnti in estremità.

La geometria del traliccio da realizzare dipende essenzialmente da:

- geometria della sezione,
- caratteristiche della sollecitazione,
- geometria dei profili utilizzabili.

Il traliccio, a sua volta, influenza l'altezza e l'interasse delle aste di parete. La scelta del diametro delle aste dei tralicci trasversali non solo risulta fondamentale per riprendere il taglio ma, se si volesse considerare la struttura come una struttura in cemento armato, si dovrebbero rispettare i diametri minimi dei mandrini di piegatura proposti dal Prospetto 5.1 per acciaio per calcestruzzo armato dell'Eurocodice n. 2.

| | Diametro barra | Diametro barra |
|-------------|-------------------------------|----------------------------------|
| | $\varnothing < 20 \text{ mm}$ | $\varnothing \geq 20 \text{ mm}$ |
| Barre lisce | 2.5 \varnothing | 5 \varnothing |

Tabella 1. Diametri minimi dei mandrini di piegatura.

Il diametro minimo di piegatura di una barra deve essere tale da evitare frantumazioni o fenditure del calcestruzzo all'interno della piegatura e fessure nella barra dovute alla piegatura stessa.

Dover usare aste di parete di diametro pari ad almeno 20 mm comporta:

- aumento di h (altezza delle aste di parete),
- aumento delle dimensioni del traliccio,
- aumento della sezione della trave.

Tutte conseguenze che permettono di trarre pochi vantaggi dalle travi presentate in questo lavoro rispetto alle travi in cemento armato classiche.

Proprio per questo motivo dopo numerosi tentativi e prove di calcolo si è arrivati alla conclusione di poter utilizzare diametri di 18 mm, 16 mm, 14 mm per le aste di parete dei due tralicci trasversali riprendendo in maniera ottimale il taglio e realizzando tralicci di dimensioni più contenute.

Se invece non si considera la struttura come struttura in cemento armato si possono utilizzare aste di parete di diametro 20 mm senza rispettare il diametro minimo del mandrino di piegatura fornito dalla normativa.

I tralicci orizzontali vengono invece realizzati con tondi di 10 mm.

Le aste di parete vengono saldate ai profili metallici, per ottenere una lunghezza di saldatura adeguata il minimo profilo utilizzabile è il 50*75*6, nel caso si utilizzino angolari a lati disuguali; mentre nel caso si utilizzino angolari a lati uguali il minimo profilo utilizzabile è il 50*50*4. L'angolo α tra le aste di parete inclinate ed i correnti angolari, assunto pari a 53° , è quello che minimizza il volume di acciaio necessario a parità di tensione del materiale e indipendentemente dalla stabilità [10], [11], [12], [13].

CAPITOLO 5

PROVE SPERIMENTALI

In questa prima fase della ricerca, al fine di comprendere il comportamento di questo sistema costruttivo, sono stati realizzati due campioni di trave per lo studio della stessa in prima e seconda fase e un campione per lo studio del nodo esterno trave-colonna.

5.1 TRAVE IN PRIMA FASE

La prima trave analizzata è costituita da un traliccio scatolare integrato parzialmente con un getto di calcestruzzo in modo da realizzare un sistema rappresentativo della prima fase di costruzione, cioè prima del getto di completamento.

Ognuno dei due tralicci verticali è composto da:

- Corrente superiore: angolare esterno 40x50x5 e interno 50x50x6 mm.
- Corrente inferiore: due angolari 50x50x6 mm.
- Aste di parete: diametro 18 mm.

I due tralicci piani sono mutuamente collegati con calastrelli orizzontali, costituiti da barre del diametro di 12 mm. Una volta assemblati i due tralicci, sono state saldate delle staffe di diametro 8 mm per il confinamento del calcestruzzo.

Il getto in officina, che integra la struttura metallica è posizionato nella parte inferiore dell'intero sistema a filo dei profilati inferiori. La sezione trasversale ha dimensione di 500 mm e 120 mm rispettivamente per base e altezza e ha una lunghezza pari a quella degli angolari.

La trave presenta inoltre due blocchi di conglomerato cementizio posti ai terzi della trave, in prossimità del punto di applicazione del carico, con la funzione di diffondere il carico sulla soletta di calcestruzzo sottostante [11], [12], [13], [14].

5.1.1 Condizioni di vincolo e di carico

La trave, avente una lunghezza di 6 metri, è stata appoggiata su due idonei dispositivi metallici che simulano uno il vincolo di cerniera, l'altro il vincolo di carrello secondo lo schema statico di trave in semplice appoggio.

I carichi sono stati applicati mediante due martinetti idraulici a controllo di forza ai terzi della luce. Lo schema statico è riportato in figura 15.

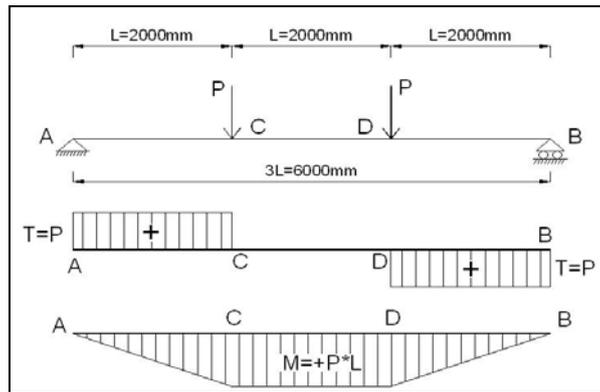


Figura 15. Schema statico per le due travi testate.

5.1.2 Posizione degli strumenti di misura

Per la rilevazione sperimentale dei risultati, le misurazioni condotte hanno riguardato sia le deformazioni dell'acciaio nelle aste diagonali di estremità e nei profilati angolari in mezzeria, mediante strain-gauges, sia la freccia della trave in mezzeria e ai terzi della sua luce, tramite trasduttori rotativi (Fig. 16).

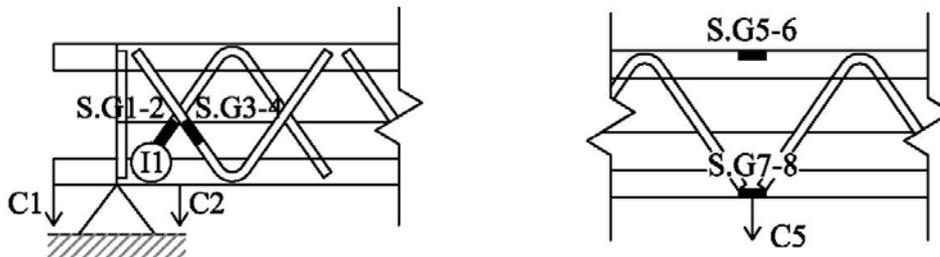


Figura 16. Posizionamento strain – gauges all'estremità e in mezzeria della trave.

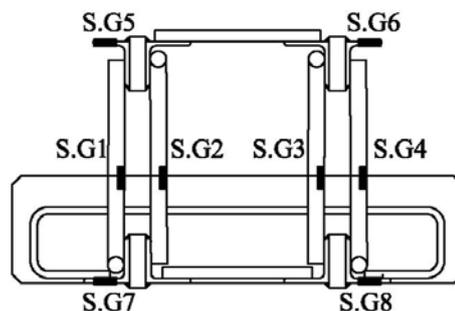


Figura 17. Posizionamento strain – gauges aste di parete, angolari superiori e inferiori in mezzeria.

Con riferimento alla figura 16, la sezione 1, posta all'estremità del provino, contiene uno dei due trasduttori rotativi (C.1) atti a determinare, confrontando i dati con quelli forniti dal trasduttore in sezione 2 (C.2), la rotazione di estremità. La sezione 2 contiene al suo interno un inclinometro (I.1) e quattro strain-gauges (Fig. 17), due su ogni lato della trave, sull'asta di parete inclinata esterna e su quella interna.

L'inclinometro è posizionato sulla parete laterale del conglomerato cementizio e misura la rotazione dell'estremità della trave. Nella sezione 4 (Fig. 16), corrispondente alla mezzeria dell'elemento, sono presenti due trasduttori rettilinei, un trasduttore rotativo e quattro strain-gauges (Fig. 17). I trasduttori rettilinei (C.4) sono posizionati all'estradosso della soletta allo scopo di determinare l'accorciamento del calcestruzzo. I trasduttori rotativi (C.5) hanno il compito di determinare la freccia in mezzeria e sono posizionati nella parte inferiore della soletta[11], [12], [13], [14].

5.1.3 Descrizione della prova

Con i due martinetti idraulici, posti ai terzi della luce, la struttura è stata sollecitata imponendo degli spostamenti, uguali a tre a tre, crescenti, in modo da determinare la risposta ultima del sistema, come si evince dal grafico di figura 19. La rottura del campione è avvenuta per un carico, rilevato in ciascun martinetto, pari a 102 kN (figure 19, 21).

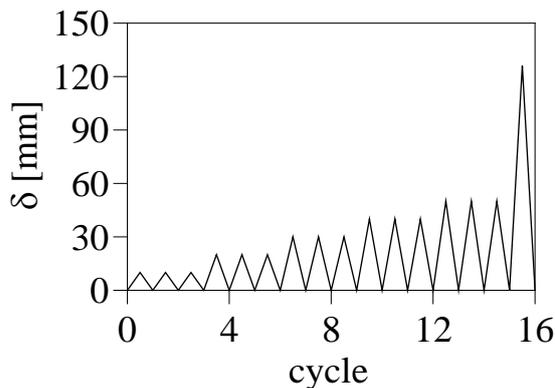


Figura 18. Storia di spostamento per la trave in prima fase.

Figura 19. Trave con soletta parziale al collasso.

In corrispondenza di questo valore si sono riscontrati dei fenomeni di instabilità locale negli angolari superiori (Fig. 20), che hanno comportato una limitata duttilità del sistema, come visibile nel diagramma carico-freccia in mezzeria di figura 21.

La curva riportata presenta un andamento iniziale pressoché lineare, al quale fa seguito una rapida riduzione di rigidità dovuta allo snervamento dei correnti metallici inferiori e superiori del traliccio. L'instabilità locale del corrente superiore si è verificata per uno spostamento di circa 100 millimetri.



Figura 20. Instabilità locale corrente compresso.

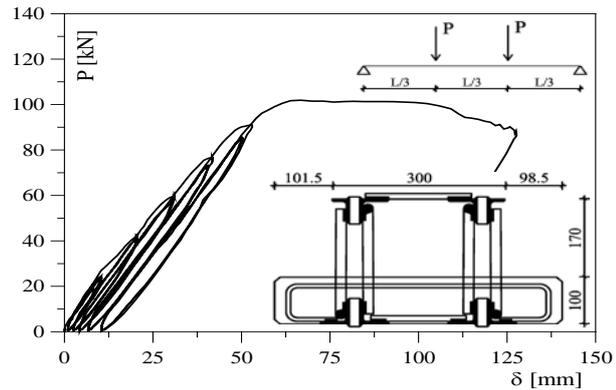


Figura 21. Freccia mezzeria/carico su un martinetto.

Anche i dati forniti dagli strain gauges si sono rivelati attendibili e nessuno dei rilevatori è andato fuori uso.

In figura 22a sono diagrammati, in funzione del carico, i risultati ottenuti in termini di deformazione in corrispondenza delle aste di parete poste all'estremità della trave.

Dai grafici si può notare che sotto l'azione del carico le deformazioni locali delle due aste di parete presentano segno opposto. L'asta di parete esterna (S.G 1, 4), è risultata tesa mentre quella interna compressa (S.G 2, 3).

Per tutta la durata della prova l'acciaio di entrambe le aste si è mantenuto in campo elastico, con valori ultimi di deformazione molto simili tra loro.

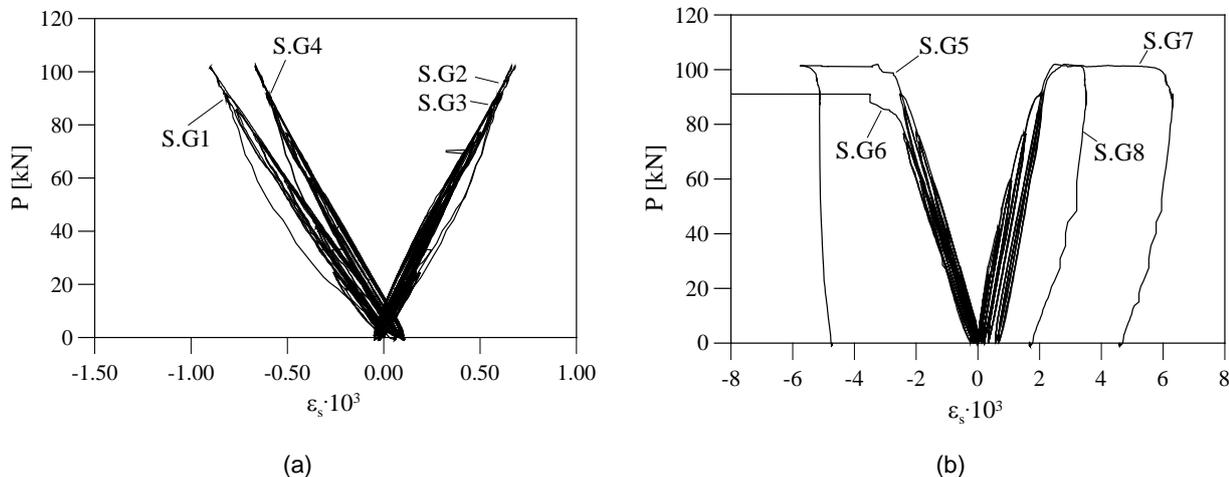


Figura 22. Deformazioni strain gauges: (a) aste di parete poste all'estremità della trave – (b) angolari della sezione di mezzeria.

In figura 22b sono riportati i risultati negli strain gauges posti nella sezione di mezzeria.

Come si può notare, i correnti superiori ed inferiori incominciano a snervare per un carico medio inferiore al carico massimo (circa il 95%).

Da questo momento in poi, le deformazioni aumentano notevolmente fino a causare, nel corrente compresso, il distacco dello strain gauges a causa del fenomeno di

imbozzamento locale. L'aspetto fessurativo (Fig. 19), è stato caratterizzato dall'apertura di micro fessure, ad un interasse circa pari all'altezza della soletta, che si sono mantenute stabili fino a quando gli elementi del traliccio sono rimasti in campo elastico. Solo in prossimità del collasso le fessure si sono aperte, con un'ampiezza massima attorno al millimetro [11], [12], [13], [14].

5.2 TRAVE IN SECONDA FASE

La seconda trave analizzata è caratterizzata da un sistema metallico analogo a quello della prima, completamente integrato in un getto di calcestruzzo in modo da schematizzare il comportamento della trave reticolare mista in seconda fase (Fig. 23).

Le condizioni di vincolo e di carico, e la strumentazione del provino rispecchiano completamente quelle della trave in prima fase (Fig. 24). Anche in questo caso sul provino sono stati imposti degli spostamenti tramite una coppia di martinetti idraulici secondo la storia di spostamento riportata in figura 25.

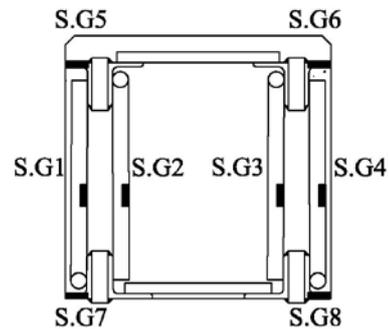
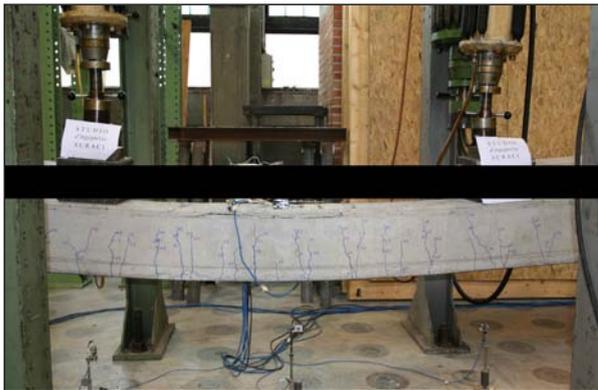


Figura 23. Trave con soletta piena al collasso. **Figura 24.** Posizionamento strain-gauges trave in seconda fase.

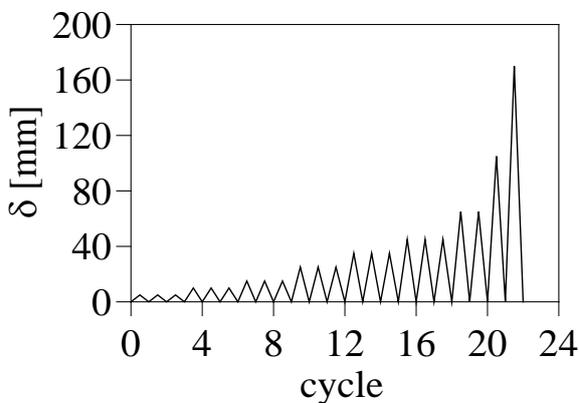


Figura 25. Storia di spostamento per la trave con soletta piena.

Figura 26. Particolare dello stato fessurativo e dell'espulsione copriferro al collasso.

La rottura del campione è avvenuta per un carico, rilevato in ciascun martinetto, pari a 134 kN. Per tale valore si è riscontrato lo schiacciamento del calcestruzzo superiore con l'espulsione del relativo copriferro.

Al contrario di quanto successo in precedenza, gli angolari del traliccio metallico hanno raggiunto la completa plasticizzazione senza instabilizzare.

La trave in corrispondenza del collasso, avvenuto per schiacciamento del calcestruzzo non confinato ha praticamente raggiunto il momento plastico teorico della sezione, corrispondente a 270 kNm pari a un carico ultimo di 135 kN.

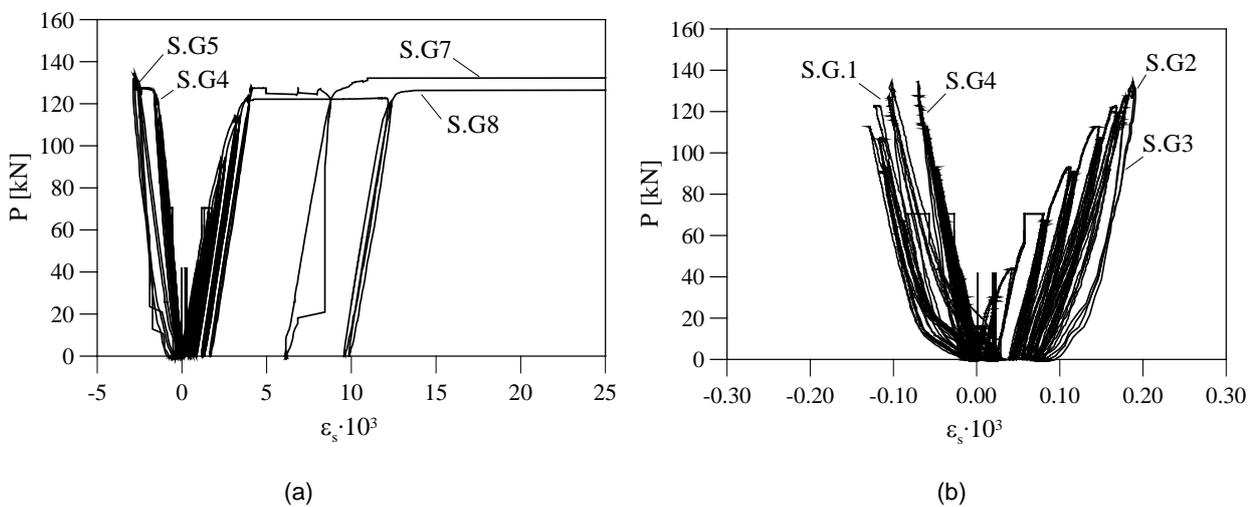


Figura 27a. Deformazioni strain gauges: (a) aste di parete poste all'estremità della trave – (b) angolari della sezione di mezzeria.

L'elevata duttilità della trave è riscontrabile in figura 27. Si fa presente che la prova è terminata a causa dello scivolamento del sistema di carico dovuto all'elevata freccia in mezzeria.

Anche per la trave in seconda fase l'aspetto fessurativo è stato molto limitato fino a quando non si è avuta la plasticizzazione delle aste del traliccio, per il forte contenimento da esse provocato.

In questo caso le micro fessure si sono lentamente propagate lungo lo spessore della trave.

Solo in fase plastica le fessure si sono ampliate raggiungendo al collasso una larghezza attorno al millimetro e mezzo (Figure 23, 26), [11], [12], [13], [14].

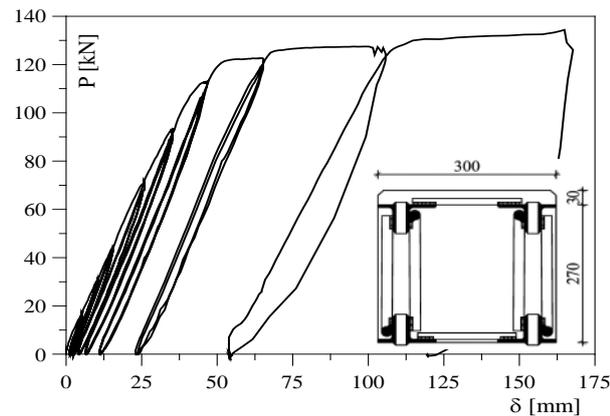


Figura 27. Diagramma freccia mezzzeria/carico su un martinetto.

5.3 NODO TRAVE-COLONNA

Il campione utilizzato nella prova sperimentale rappresenta, in scala 1:1, un nodo esterno di un ipotetico telaio piano. Il provino è costituito dall'intersezione di un elemento pilastro ($h=3,8$ m) con un elemento trave ($l=1,6$ m) aventi caratteristiche simili ai campioni di trave precedentemente analizzati. La prova è stata effettuata in condizioni cicliche di tipo statico con lo scopo di investigare il comportamento della zona nodale in termini di resistenza e di duttilità. Per quanto concerne la trave, ognuno dei due tralicci trasversali è composto da:

- Corrente superiore: angolare 30x50x5 esterno e 50x50x5 mm interno.
- Corrente inferiore: due angolari 30x50x6 mm.
- Aste di parete: diametro 18 mm, saldate sulle facce interne dei profili.
- Aste di parete: diametro 18 mm, saldate sulle facce esterne dei profili in prossimità del collegamento con il pilastro.

I due tralicci piani sono collegati da calastrelli costituiti da barre del diametro di 12mm, posti sia all'intradosso che all'estradosso. Per quanto concerne il pilastro (Fig. 28), esso è composto da due tralicci piani, mutamente collegati da calastrelli diametro 12 mm.

In dettaglio:

- Correnti costituiti da due angolari 30x50x5
- Aste di parete inclinate: diametro 18 mm, saldate sulle facce interne dei profilati.
- Aste diagonali di diametro 18 mm, saldate tra i due tralicci verticali, in prossimità dell'intersezione con il nodo.

Il collegamento nodale fra gli elementi scatolari è stato realizzato mediante lame metalliche (Fig. 28). Queste trovano posto negli interspazi tra le coppie di angolari che costituiscono i quattro correnti paralleli ai vertici delle sezioni trasversali. Le lame metalliche vengono saldate al pilastro, in corrispondenza del nodo, e quindi vengono collegate mediante saldatura alle ali del profilo metallico della trave. Esse hanno dimensione

trasversale 18x60 mm e una lunghezza di 457 mm. Nella trave, la parte inferiore del calcestruzzo e le facce laterali sono a filo dei profilati angolari mentre la parte superiore presenta un copriferro di 3 cm.

Il conglomerato del pilastro presenta tutte le quattro facce a filo con i profilati, con copriferro nullo. La sezione trasversale di entrambi gli elementi ha dimensione 30 cm per 30 cm [15], [16].



Figura 28. Particolare del sistema metallico in corrispondenza del giunto trave-pilastro.

5.3.1 Condizioni di vincolo e di carico

In sommità della colonna il vincolo utilizzato è quello del carrello, libero di muoversi in direzione verticale.

Al piede del pilastro è stata inserita una cerniera fissa mentre l'estremità della trave è libera. Tutto il sistema è stato vincolato a muoversi nel piano (Fig. 29) [15], [16].

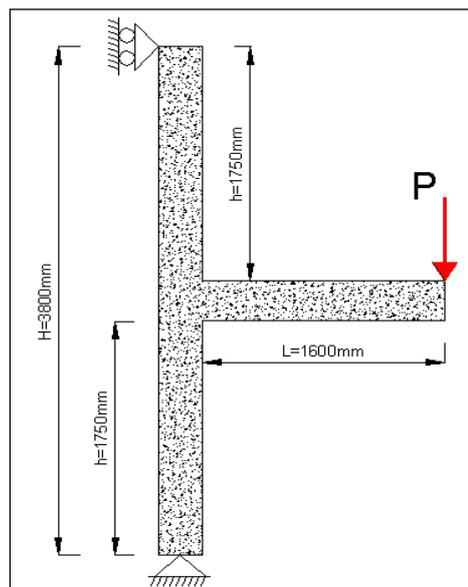


Figura 29. Schema statico per il nodo trave colonna.

5.3.2 Posizione degli strumenti di misura

Anche per il nodo sono stati posizionati opportuni strain-gauges per avere i valori delle deformazioni nelle aste di parete inclinate, nei profilati angolari e in corrispondenza delle lame di collegamento tra trave e pilastro (Fig. 30). Le altre misurazioni hanno riguardato la freccia all'estremità libera della trave, gli spostamenti orizzontali di tre sezioni della colonna in prossimità del nodo e le rotazioni rispettivamente nel nodo e nella trave in corrispondenza dell'attacco con la colonna.

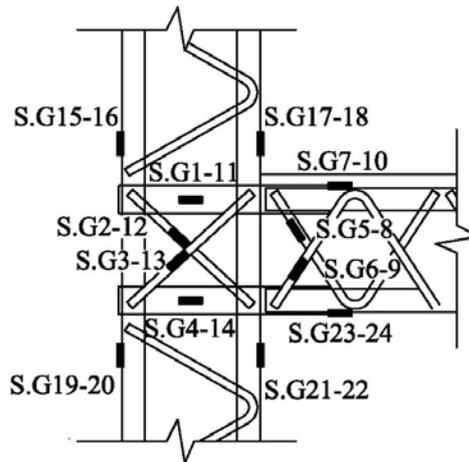


Figura 30. Posizionamento strain-gauges all'interno del nodo.

5.3.3 Descrizione della prova

La prova è stata condotta in controllo di spostamento mediante l'utilizzo di un martinetto di tipo meccanico da 500 kN. Le forze applicate sono state determinate mediante cella di carico mentre gli spostamenti verticali imposti sono riportati in figura 31.

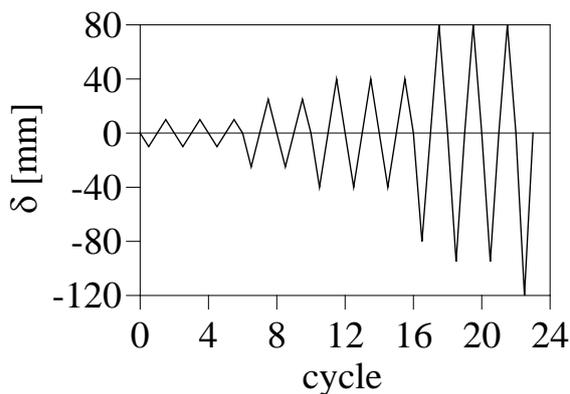


Figura 31. Storia di spostamento del nodo.



Figura 32. Espulsione del calcestruzzo e taglio di un angolare.

Il collasso del campione è avvenuto per un carico di 145 kN. La rottura è avvenuta nella trave in corrispondenza del cambio di armatura longitudinale in prossimità del nodo (alla fine delle lame di collegamento nodale) dove questa presentava una brusca

diminuzione di sezione e di armatura trasversale. Per tale valore si è propagata una importante fessura per taglio che ha coinvolto tutta l'altezza della trave, portando alla rottura di un angolare longitudinale nella zona inferiore (Fig. 32), assieme allo schiacciamento e all'espulsione del calcestruzzo nella zona superiore (Fig. 32).

Anche il nodo è stato interessato da una significativa fessurazione diagonale (Fig. 33). I valori letti negli strain-gauges hanno evidenziato la plasticizzazione dei correnti longitudinali della trave e delle aste diagonali all'interno del nodo dalle quali si deduce una rottura per flessione-taglio del provino.

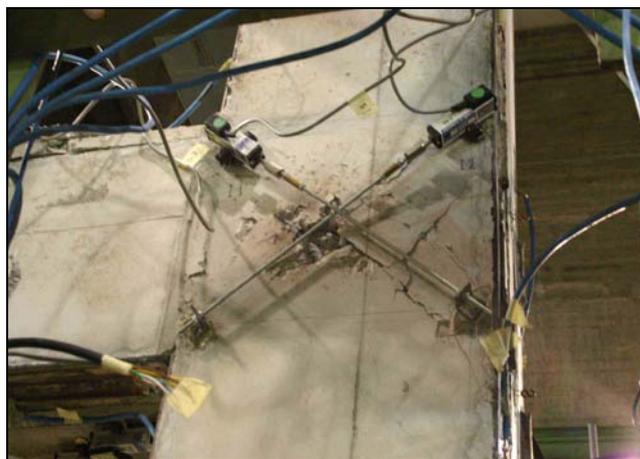


Figura 33. Particolare fessurazione calcestruzzo nodo.

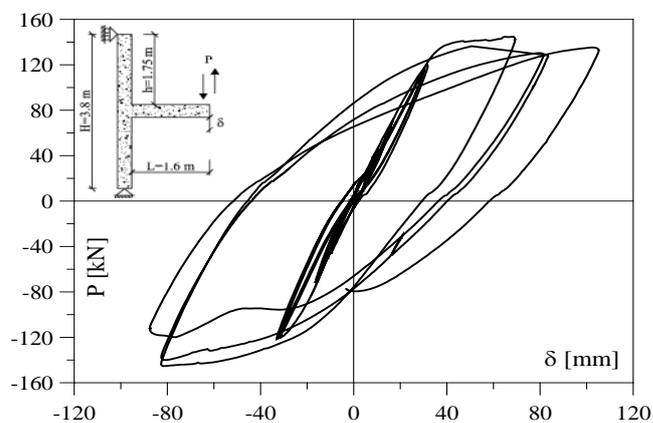


Figura 34. Carico/freccia estremità libera della trave.

In figura 34 è riportata la risposta complessiva in termini di carico applicato- freccia di estremità. Si può osservare come la capacità di dissipare energia sia elevata, nonostante il collasso sia avvenuto prematuramente per la fessurazione a taglio della trave.

I dati riguardanti gli strain gauges sono risultati attendibili, anche se alcuni, a causa delle forti deformazioni, sono andati fuori uso.

Per ogni grafico vengono riportati gli andamenti di due strain gauges simmetrici rispetto l'asse verticale di simmetria. Vengono analizzati prima i diagrammi degli strain gauges posti sulle aste di parete e in un secondo tempo quelli posti sugli angolari.

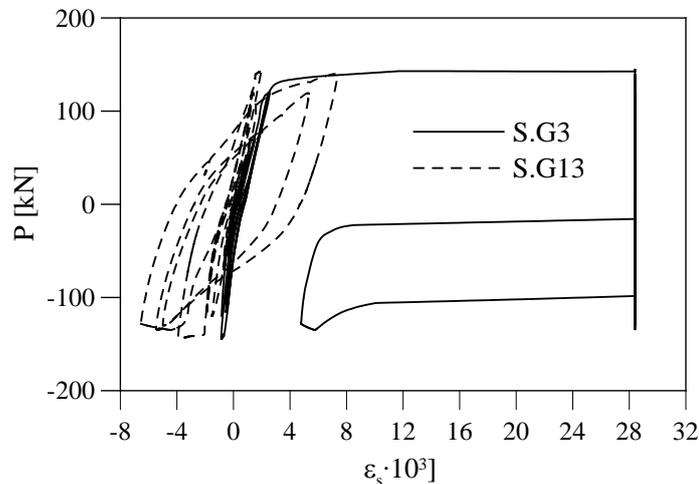


Figura 35. Deformazioni strain gauges 3 e 13.

Gli Strain gauges posti sulle aste diagonali del nodo (Fig. 35), come visibili dai diagrammi, lavorano a coppie in maniera inversa; quando il carico è diretto verso il basso le diagonali esterne (S.G3 e S.G13) sono tese mentre quelle interne (S.G2 e S.G12) sono compresse.

Le deformazioni per i primi cicli di carico sono piccole e fanno lavorare l'acciaio delle diagonali in campo elastico.

Nei cicli successivi, invece, le deformazione sono più importanti a causa del progressivo degrado del calcestruzzo all'interno del nodo. In condizioni di collasso si è avuto lo snervamento della diagonale tesa.

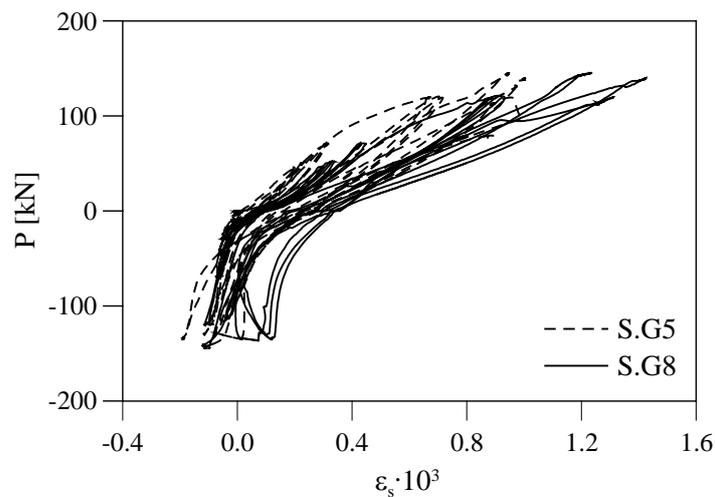


Figura 36. Deformazioni strain gauges 5 e 8.

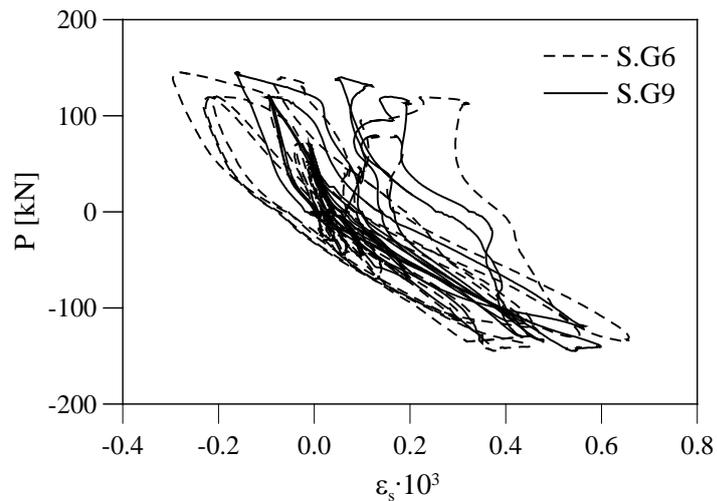


Figura 37. Deformazioni strain gauges 6 e 9.

Le aste inclinate di parete, poste nella trave (Fig. 36,37), come prevedibile, a seconda del segno del carico lavorano assorbendo tensioni di segno opposto con deformazioni nell'acciaio molto diverse fra loro.

Mentre nel caso della trazione le deformate sono molto ampie, non tali però da far snervare l'acciaio, a compressione queste si mantengono limitate.

Tale fenomeno si giustifica per il fatto che a trazione il calcestruzzo si fessura lasciando il compito di assorbire gli sforzi di trazione all'asta di acciaio.

A compressione il conglomerato ha una resistenza molto più elevata e gli sforzi vengono ripartiti tra i due materiali determinando una deformazione minore sull'asta diagonale.

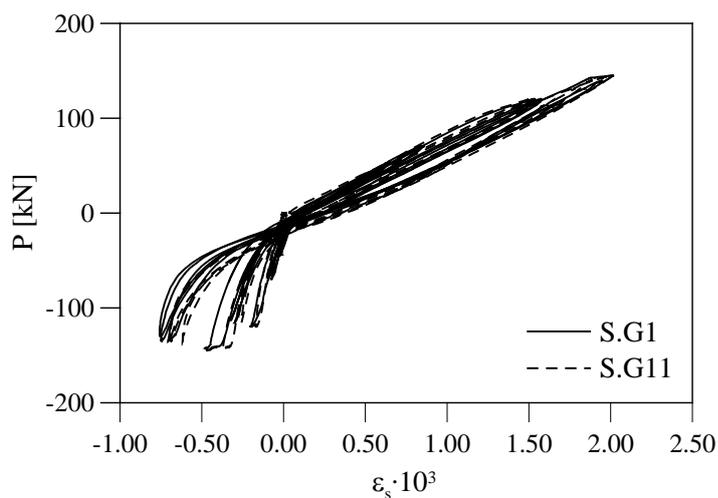


Figura 38. Deformazioni strain gauges 1 e 11.

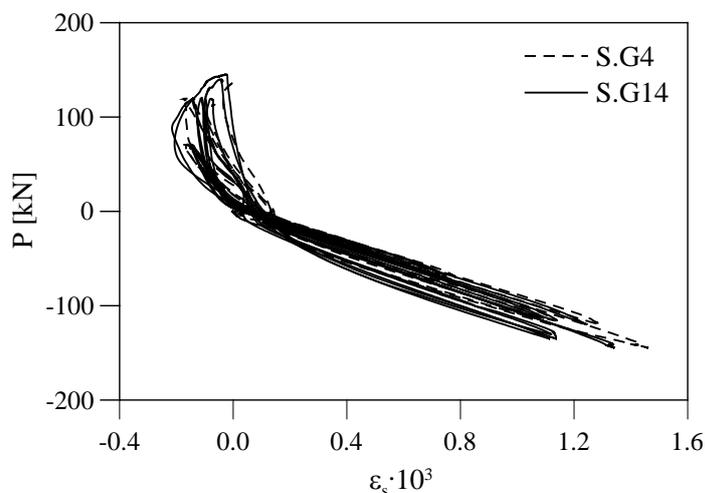


Figura 39. Deformazioni strain gauges 4 e 14.

L'andamento dei grafici delle coppie di strain gauges posti nelle aste orizzontali di nodo (Fig. 38, 39), ha evidenziato una risposta molto simile, al variare dei carichi.

Le deformazioni a trazione sono maggiori, per lo stesso motivo visto sopra, ma non riescono a far plasticizzare l'acciaio delle lame, anche se per poco. Si nota come le deformazioni della coppia S.G4 e 14 (fig. 39), poste inferiormente, siano più piccole a causa della maggior quantità di acciaio all'intradosso della trave, che rende quest'ultima più rigida quando il carico è diretto verso l'alto.

Dai diagrammi riportati nelle figure si nota come entrambi gli angolari posti nella trave abbiano plasticizzato, con cicli di risposta dell'acciaio sempre più grandi l'aumentare del carico.

Tali cicli sono rimasti sostanzialmente stabili anche se, a causa delle elevate tensioni di trazione, le deformazioni sono andate fuori dalla scala dello strumento. Le deformazioni, a causa del maggior spessore del profilato, sono minori nell'angolare inferiore.

Il comportamento dell'acciaio nei correnti della colonna è risultato molto simile. Nessun profilato è entrato in campo plastico. Le deformazioni a trazione sono più rilevanti di quelle a compressione, a causa della fessurazione del calcestruzzo [15], [16].

CAPITOLO 6

CONFRONTO NUMERICO SPERIMENTALE

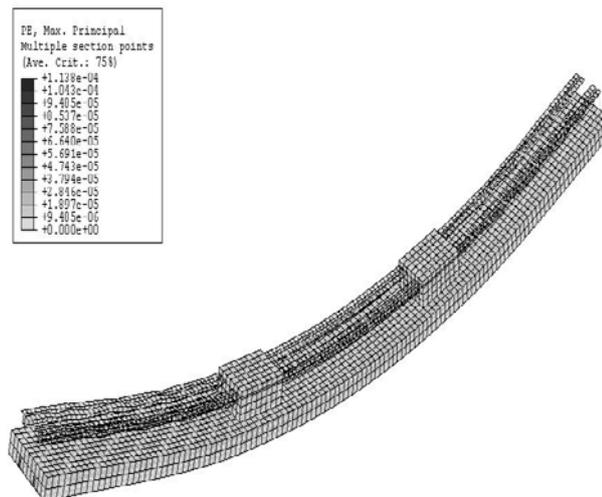
Al fine di meglio comprendere i risultati delle prove sperimentali ed individuare degli adeguati criteri di progetto, si è analizzato il comportamento delle due travi e del nodo mediante il codice agli elementi finiti Abaqus [18].

Nella discretizzazione agli elementi finiti si è usata una modellazione tridimensionale per il calcestruzzo, bidimensionale mediante shell elements per gli angolari e monodimensionale mediante beam elements per le barre. Per l'acciaio è stato utilizzato un modello di materiale elasto-plastico. Per il calcestruzzo è stato utilizzato un modello di materiale non lineare basato sulla teoria del danneggiamento.

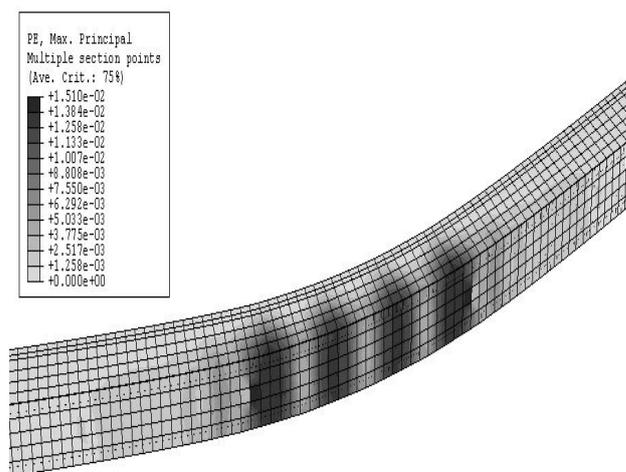
L'analisi statica non lineare è stata condotta nelle ipotesi di perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo ed in condizione di carico monotono.

Per tutti e due i test effettuati, il comportamento numerico è stato aderente a quello osservato durante le prove condotte in laboratorio. Il primo comportamento analizzato ha riguardato la risposta del calcestruzzo in termini di deformazione plastica a trazione, rappresentativa dello stato fessurativo.

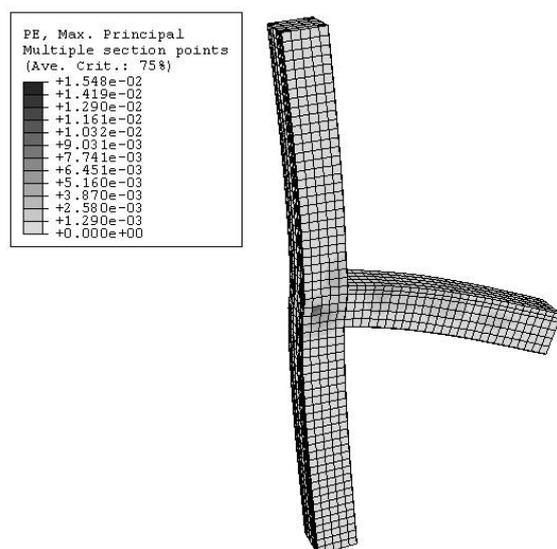
Per entrambe le travi inizialmente la fessurazione ha interessato la parte inferiore della soletta, all'aumentare del carico il regime fessurativo si è esteso sulla quasi totalità della trave, con un andamento del tutto simile a quello sperimentale. Le fig. 40a, 40b e 40c si riferiscono al carico ultimo, dove lo stato fessurativo è stabilizzato.



(a) Trave in prima fase.



(b) Trave in seconda fase.



(c) Nodo trave – colonna.

Figura 40. Progressiva fessurazione del calcestruzzo.

Nelle figure 41a, 41b e 42 è riportato un confronto tra le risposte numeriche e sperimentali in termini di carico-freccia in mezzeria e ai terzi della trave in prima e seconda fase e nel nodo trave-colonna.

Come si può osservare dalle figure, la modellazione numerica effettuata con il codice Abaqus riesce a cogliere correttamente l'andamento della deformata della trave, nonché quella del nodo.

Ciò avviene sia in fase elastica che in fase plastica, quando plasticizza l'acciaio. Anche per quanto riguarda le deformazioni locali nell'acciaio, c'è stata una buona corrispondenza tra risposta numerica e sperimentale. A titolo di esempio si riporta nella figure 43 la risposta negli strain-gauges in mezzeria per la trave in prima fase [14],[15].

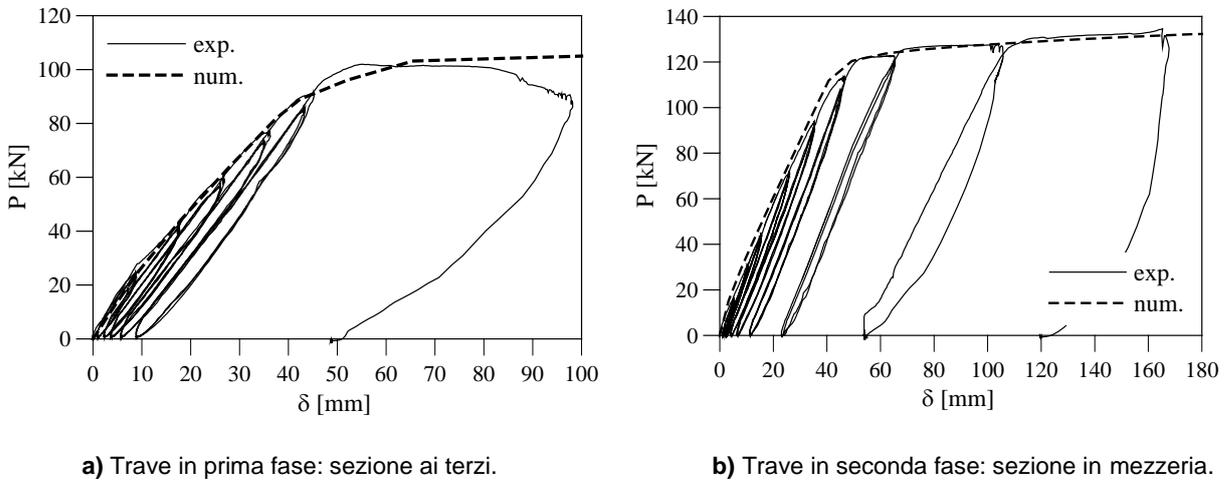


Figura 41. Confronto numerico e sperimentale funzione carico – freccia.

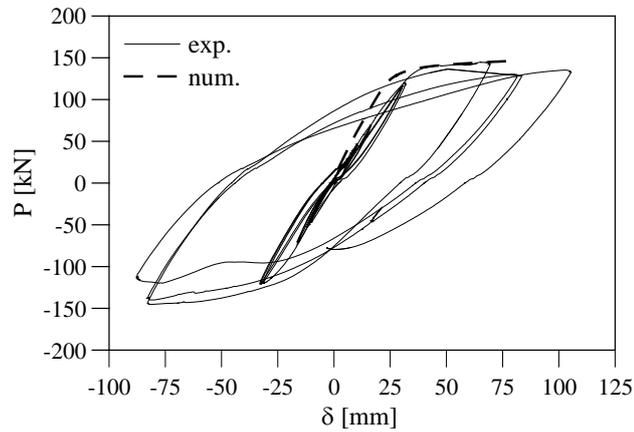


Figura 42. Confronto numerico e sperimentale funzione carico – freccia nodo trave – colonna.

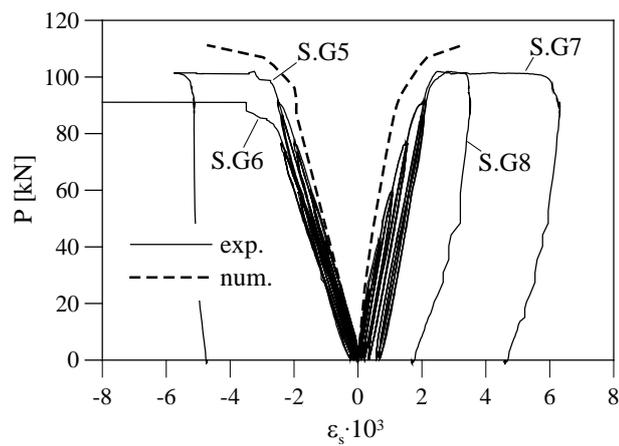


Figura 43. Confronto numerico e sperimentale funzione carico – deformazione aste di parete inclinate della trave in prima fase – sezione in mezzeria.



CAPITOLO 7

CRITERI DI PROGETTO A FLESSIONE

7.1 DEFORMABILITA' DELLA TRAVE IN PRIMA E SECONDA FASE

Dalle prove numeriche e sperimentali condotte, è stato possibile calcolare la rigidezza equivalente della trave (EJ_{eq}) per ogni incremento di carico, così da valutare come essa vari con il progredire della fessurazione nel calcestruzzo. Con riferimento allo schema di carico di fig. 44 valevole per entrambe le travi, supposta nota la rigidezza costante EJ .

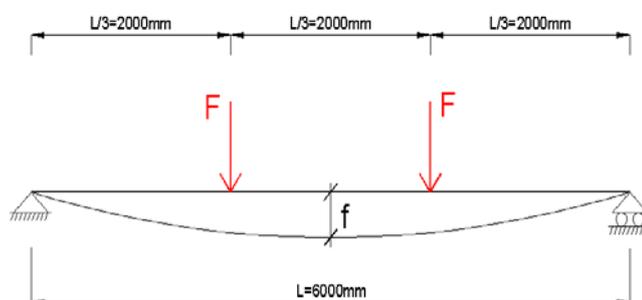


Figura 44. Schema statico delle travi sperimentali.

la freccia elastica è pari a:

$$f = 0.035 \cdot \frac{F \cdot l^3}{EJ} \quad (1)$$

Si può così determinare il valore di una rigidezza elastica equivalente per ogni valore del carico, sulla base della relazione:

$$EJ_{eq} = 0.035 \cdot \frac{F \cdot l^3}{f} \quad (2)$$

Riportando in un diagramma l'andamento di tale parametro nei diversi cicli di carico, si è ottenuta la risposta sperimentale riportata in figura 45 e 46. Sullo stesso grafico è riportato l'andamento della rigidezza equivalente della trave determinata per via numerica; assieme ai valori di rigidezza ottenuti nelle ipotesi limite di assenza di fessurazione (EJ_I) e di fessurazione determinata sulla base del metodo n nella sezione più sollecitata (EJ_{II}).

Come si può osservare la valutazione delle rigidezze EJ_I e EJ_{II} permette di individuare gli estremi dell'intervallo in cui si situa la rigidezza EJ_{eq} dello stato parzialmente fessurato.

Volendo fornire una legge semplificata per EJ_{eq} al variare del momento flettente, così da permettere un calcolo immediato della freccia in condizione di esercizio, si è adottata la

relazione proposta dall'Eurocodice2 [6], in base alla quale la relazione che descrive la variazione della rigidezza con l'aumentare del momento flettente risulta:

$$EJ_{eq} = EJ_I \quad \text{per } M < M_{fess} \quad (3)$$

$$EJ_{eq} = \xi \cdot EJ_I + (1 - \xi) \cdot EJ_{II} \quad \text{per } M > M_{fess} \quad (4)$$

con:

$$\xi = \left(\frac{M_{fess}}{M} \right)^2 \quad (5)$$

essendo M_{fess} il momento di prima fessurazione. Come si può osservare, per entrambi le travi la curva semplificata, basata sulle relazioni 3 e 4 fornisce un valore della rigidezza equivalente confrontabile con i valori trovati per via numerica e sperimentale ed in genere a favore di sicurezza.

Così operando, il calcolo della freccia può essere ricavato in modo estremamente agevole utilizzando la teoria elastica [16].

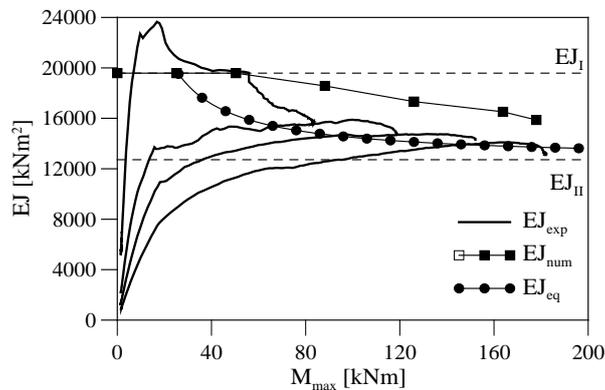


Figura 45. Trave in prima fase: andamento delle rigidezze al variare del momento flettente.

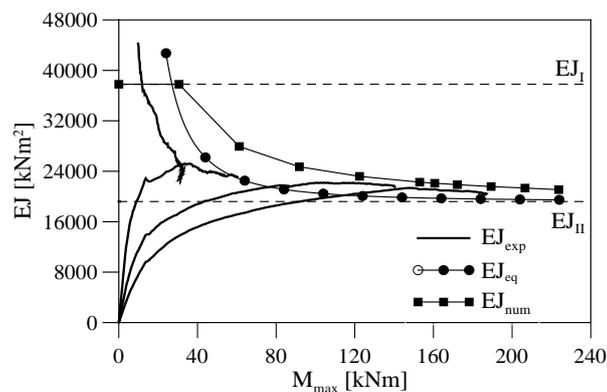


Figura 46. Trave in seconda fase: andamento delle rigidezze al variare del momento flettente.

7.2 FLESSIONE IN PRIMA FASE

In prima fase, il sistema metallico delle travi tralicciate non è completamente confinato dal calcestruzzo di completamento, pertanto gli angolari superiori compressi possono instabilizzare sotto l'azione dei carichi (Fig. 47, 48).

La determinazione del momento flettente che comporta questo tipo di instabilità, fornisce quindi la condizione limite per questo tipo di trave.

Per quanto riguarda il calcolo del momento ultimo, si propone che esso sia determinato secondo una procedura simile a quella adottata nelle travi snelle di acciaio.

Il momento resistente di progetto si assume infatti pari a:

$$M_{c,r} = \chi \cdot \beta_w \cdot W_{p,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} \quad (6)$$

dove:

$\chi(\alpha, \bar{\lambda})$ = coefficiente di riduzione per l'instabilità flesso - torsionale;

α = coefficiente di imperfezione pari 0,49 (curva "c" dell'EC3 [38]);

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{M_{pl} \cdot \beta_w}{M_{c,r} \cdot E}} = \text{snellezza normalizzata della trave};$$

β_w = coefficiente di riduzione che tiene conto del tipo di sezione adottata;

$\beta_w = 1$ per sezioni trasversali di classe 1 o 2;

$\beta_w = W_{e,y} / W_{p,y}$ per sezioni di classe 3;

M_{pl} = momento plastico della sezione;

$$M_{cr,E} = N_{cr,E} \cdot z = \frac{\pi^2 \cdot EJ}{L_{eq}^2} \cdot z = \text{momento critico Euleriano},$$

dove $L_{eq} = f(k, a, l, EJ)$, k rappresenta la rigidezza elastica di una singola molla, determinabile sulla base dello schema riportato in figura 6, a è l'interasse tra queste, EJ rappresenta la rigidezza flessionale elastica del corrente costituito dagli angolari compressi, e z il braccio della coppia interna dell'intera trave.

Per determinare il momento critico Euleriano ci si rifà infatti alla teoria della stabilità elastica, andando a ricercare il carico critico di un'asta compressa (corrente superiore del sistema metallico) vincolata lateralmente da un sistema continuo di molle elastiche (aste diagonali + traversi), caratterizzato dalla costante $\beta = k / a$.

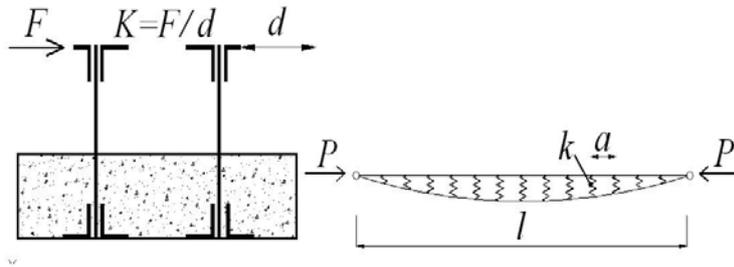


Figura 47. Schema di analisi corrente compresso.

Il carico $N_{cr,E}$ può pertanto essere determinato mediante l'equazione generale [22]:

$$N_{cr,E} = \frac{\pi^2 EJ}{l^2} \left(m^2 + \frac{\beta l^4}{m^2 \pi^4 EJ} \right) \quad (7)$$

dove m rappresenta il numero di semionde della deformata critica della trave ed assume valori interi (1,2,3,...). Per valori molto elevati di β ed m , in via approssimata il carico critico può essere stimato attraverso la relazione:

$$N_{cr,E} = 2\sqrt{EJ\beta} \quad (8)$$

Sulla base di una comparazione numerica effettuata al fine di determinare il carico critico Eurliano, si è osservato che il valore del momento critico determinato in base alla (6) è pari a 603 kNm, conservativo rispetto a quello ottenuto per via numerica (730 kNm) [16].



Figura 48. Instabilità locale sulla trave sperimentale.

7.3 FLESSIONE IN SECONDA FASE

Per le travi in seconda fase il sistema metallico si ritrova completamente confinato dal calcestruzzo di completamento che ha raggiunto la sua maturazione, con benefici notevoli per quanto riguarda una possibile instabilità locale.

Per tale motivo, nella verifica a flessione in seconda fase, il momento resistente M_{Rd} può in genere essere calcolato sulla base di un calcolo plastico.

Effettuando un confronto tra i risultati sperimentali e quelli ottenuti secondo la teoria plastica, si ha che il carico di collasso sperimentale risulta pari a 270kN, contro i 225kN ottenuti teoricamente per la seconda fase, avendo trascurato l'incrudimento dell'acciaio [16].



CAPITOLO 8

CONSIDERAZIONI TEORICHE SUL COMPORTAMENTO A TAGLIO DI TRAVI IN CEMENTO ARMATO

La sollecitazione tagliante è presente nella maggior parte degli elementi strutturali ed è generalmente accoppiata alla sollecitazione flessionale. Solo in casi isolati può verificarsi la presenza di flessione in assenza di taglio (momento costante) ovvero la presenza di taglio in assenza di flessione (sezione a momento nullo). In generale, se la trave evidenzia una crisi per un momento flettente minore del corrispondente momento ultimo M_{Rd} si afferma che la crisi è governata dal taglio. La prematura crisi a taglio conduce da un lato a una riduzione della capacità flessionale della trave ma soprattutto ne limita la capacità di deformazione in campo post – elastico; in tal senso, la crisi a taglio può definirsi una crisi fragile. I meccanismi resistenti a taglio, infatti, non sono caratterizzati da elevati impegni plastici dell'acciaio di armatura ma coinvolgono soprattutto il calcestruzzo, sia in compressione che in trazione, che possiede limitate capacità deformative rispetto all'acciaio. Pertanto, le crisi a taglio possono avvenire bruscamente con repentine cadute di resistenza e senza segni premonitori in elementi privi di specifica armatura [17]. In questo capitolo si analizza la formulazione del taglio nel cemento armato in quanto propedeutica allo studio della sollecitazione tagliante nelle travi tralicciate.

8.1 TRAVI SENZA ARMATURA A TAGLIO

Il meccanismo resistente di travi in calcestruzzo armate solo longitudinalmente risulta, in realtà, di non facile interpretazione; infatti, l'insorgere delle prime fessure, conduce a una ridistribuzione tensionale dipendente da numerosi fattori. La formazione delle fessure avviene in corrispondenza del superamento da parte delle tensioni principali della resistenza a trazione del calcestruzzo. Nelle zone caratterizzate da un regime prevalentemente flessionale si registra la presenza di fessure verticali mentre nelle zone di massimo taglio si rileva la formazione di fessure inclinate di 45° ; queste ultime salvo rare eccezioni sono l'estensione di fessure flessionali. Inoltre, la presenza di fessure per ritiro e la ridistribuzione dello sforzo di taglio in seguito all'insorgere di fessure flessionali conduce a una prematura comparsa di fessure inclinate rispetto all'analisi delle tensioni principali. Tuttavia, dopo l'instaurarsi della fessurazione, lo studio delle direzioni e delle tensioni principali è di scarsa rilevanza, dato che si sviluppano meccanismi resistenti totalmente differenti. Per tale motivo, si premette, che stante la complessità del fenomeno e i numerosi parametri in gioco le

espressioni di capacità proposte in letteratura sono in genere derivate dalle risultanze sperimentali. La capacità tagliante di travi non armate trasversalmente può ricondursi principalmente a due meccanismi tra loro interagenti come riportato nella Figura 49.

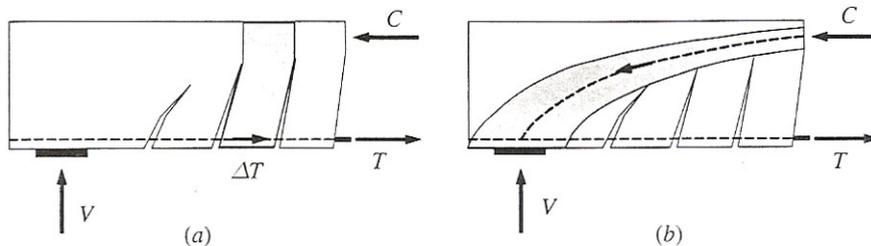


Figura 49. Meccanismi resistenti a taglio: (a) meccanismo a trave, (b) meccanismo ad arco.

La fessurazione della trave divide la zona tesa in blocchi facilmente individuabili da due fessure consecutive. I singoli blocchi possono riguardarsi come mensole incastrate nella zona compressa della trave e collegate tra loro dall'armatura longitudinale tesa; tale comportamento è denominato effetto "pettine". La singola mensola (o dente) è sollecitata da una forza di scorrimento Q :

$$Q = T - (T - \Delta T) = \Delta T \quad (1,8)$$

Indotta dalla variazione dello sforzo di trazione dell'armatura longitudinale lungo lo sviluppo della trave. Nell'ipotesi di un meccanismo a trave la forza di scorrimento Q è indotta dalla variazione del momento flettente ΔM che risulta facilmente riconducibile al taglio V , come:

$$Q = \Delta T = \frac{\Delta M}{d^*} = \frac{V \Delta z}{d^*} \quad (2,8)$$

con d^* braccio della coppia interna e Δz lunghezza di un tratto di trave.

Il generico dente può quindi schematizzarsi come una mensola incastrata nel corrente compresso della trave e sollecitato dalla forza di scorrimento Q . Per effetto della forza di scorrimento Q , nella sezione di incastro del dente, si viene a instaurare uno stato di sollecitazione che può condurre alla crisi della sezione per superamento della resistenza a trazione del calcestruzzo. L'azione prodotta dalla forza di scorrimento è contrastata da una serie di meccanismi resistenti (fig. 50) che garantiscono l'equilibrio del dente quali:

- la resistenza offerta dalla sezione di incastro;
- le azioni mutue che sorgono all'interfaccia della fessura, V_{ai} ;

- l'azione di spinotto esercitata dalle barre longitudinali in corrispondenza della fessura, V_d .

A integrazione di tali meccanismi, che si innescano solo in presenza di una fessura, va considerato il meccanismo costituito dalle tensioni tangenziali presenti nel calcestruzzo non fessurato della zona compressa, V_{cz} . Il contributo di tale meccanismo è connesso all'entità dell'asse neutro; la presenza di uno sforzo assiale contribuisce all'incremento di siffatto meccanismo.

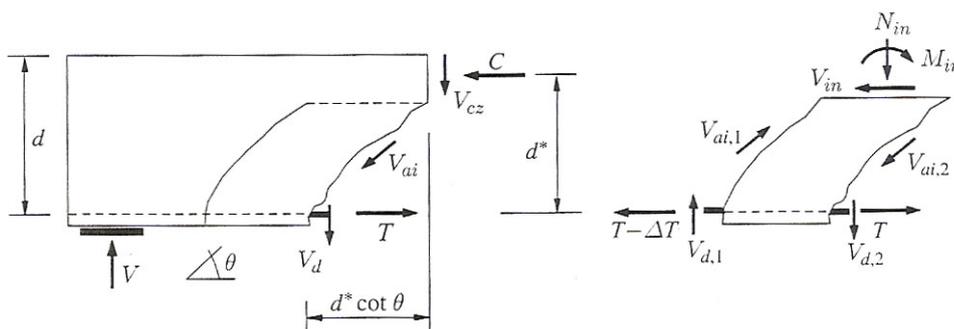


Figura 50. Meccanismo a trave: contributi resistenti a taglio.

Il trasferimento del taglio all'interfaccia della fessura è dovuto principalmente all'ingranamento degli inerti presenti all'interfaccia della fessura. Infatti, la superficie fessurata non si presenta liscia e la presenza degli inerti contribuisce all'instaurarsi di una azione mutua che si oppone allo scorrimento relativo dei due conci di trave. Tale meccanismo dipende da numerosi fattori quali l'area di contatto, l'ampiezza della fessura, la presenza di tensioni normali nonché le caratteristiche degli inerti. Il meccanismo si instaura solo se si registra uno spostamento relativo lungo la fessura, così come riportato nella Figura 51a.

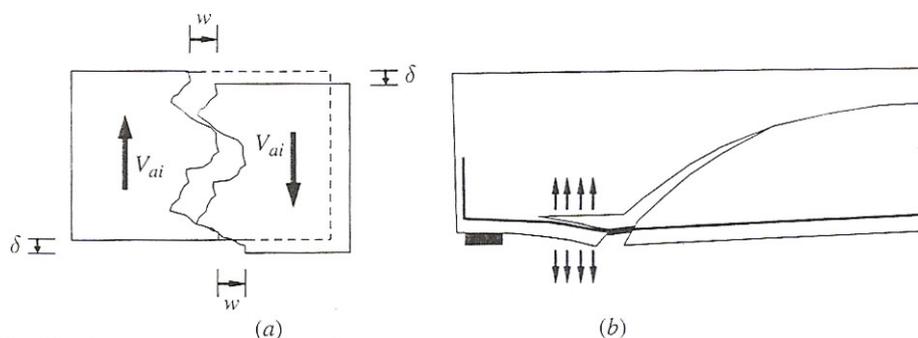


Figura 51. Contributo dovuto (a) all'ingranamento degli inerti e (b) all'effetto spinotto.

Il contributo dell'effetto spinotto (fig. 51b) dipende principalmente dall'ammontare dell'armatura longitudinale; infatti, la resistenza a taglio aumenta all'aumentare della percentuale geometrica di armatura longitudinale. A parità di carico esterno e all'aumentare della percentuale di armatura diminuisce la richiesta deformativa della stessa; ciò conduce a una minore ampiezza della fessura incrementando i contributi ad essa connessa come l'ingranamento degli inerti e l'effetto spinotto. Tuttavia, il contributo dovuto all'effetto spinotto risulta in genere limitato dalla resistenza a trazione del copriferro in calcestruzzo, che rappresenta l'unico vincolo in assenza di staffe. Il meccanismo ad arco consente di trasferire una aliquota del taglio direttamente nella sezione di appoggio attraverso compressioni inclinate (fig. 52). L'effetto arco è principalmente governato da parametri dimensionali della trave. In particolare, il contributo dell'effetto arco aumenta al diminuire del rapporto (a/d) dove a è la luce di taglio, ossia la distanza tra l'appoggio e la sezione di taglio nullo mentre d è l'altezza utile della sezione. Tale fenomeno risulta significativo per travi definite da un rapporto $(a/d) \leq 2.5$.

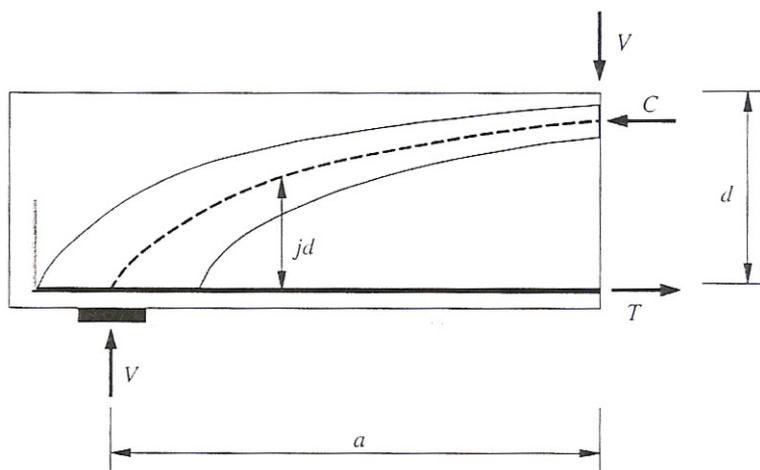


Figura 52. Meccanismo ad arco.

Le risultanze sperimentali hanno, inoltre, identificato i principali parametri che mostrano una significativa influenza sui menzionati meccanismi resistenti a taglio: resistenza del calcestruzzo, effetto scala, presenza di sforzo assiale ecc. La resistenza a taglio aumenta con la resistenza a compressione del calcestruzzo. Nelle principali normative internazionali la resistenza a taglio è solitamente proporzionale a $(f_c)^\alpha$ con α compreso nell'intervallo $(0.33 \div 0.50)$; risulta verosimile ipotizzare che il parametro che governa il fenomeno è la resistenza a trazione del calcestruzzo. Il fenomeno dell'effetto scala (size effect) evidenzia una diminuzione della resistenza a taglio all'aumentare dell'altezza della sezione; numerose prove sperimentali (Kani, 1967; Shioya et al., 1989) dimostrano tale effetto. Le cause vanno

ricercate nella riduzione del contributo connesso all'ingranamento degli inerti causato dalla elevata ampiezza della fessura che caratterizza travi di maggiore altezza (Bazant et al. 1989; Reineck, 1990, 1991; Collins et al., 1998). Risulta evidente che l'utilizzo di formulazioni semi – empiriche è indispensabile per lo sviluppo di procedure progettuali di elementi in c.a. senza armature a taglio. La prima formulazione utilizzata in sede progettuale si basava sulla semplice limitazione della tensione principale di trazione σ_η alla resistenza a trazione del calcestruzzo f_{ct} . Nell'ipotesi di un comportamento elastico e di sezione parzializzata la tensione principale di trazione può valutarsi come:

$$\sigma_\eta = \tau = \frac{V}{0.9 \cdot b \cdot d} \leq f_{ct} \quad (3,8)$$

dove b è la base della sezione trasversale e d la sua altezza utile. Le attuali formulazioni semi – empiriche finalizzate alla valutazione del taglio resistente, V_R , e adottate dalla maggior parte dei codici normativi sono riconducibili alla seguente espressione (Zsutty, 1971):

$$V_R = 2.2 \left(f_c \cdot \rho_l \cdot \frac{d}{a} \right)^{1/3} b \cdot d \quad (4,8)$$

Nella quale si possono scorgere i contributi legati alla resistenza del calcestruzzo f_c , all'ammontare della percentuale geometrica di armatura longitudinale ρ_l e all'effetto arco attraverso il parametro (a/d). Solo più tardi si è preso in considerazione l'effetto scala (ovvero l'ingranamento degli inerti) attraverso la formulazione (Okamura, 1980):

$$V_R = 0.2 \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_c)^{1/3}}{(d/1000)^{1/4}} \left(0.75 + \frac{1.40}{a/d} \right)^{1/3} b \cdot d \quad (5,8)$$

mediante il parametro $(d/1000)^{1/4}$ [17].

8.2 TRAVI ARMATE A TAGLIO

La presenza di apposite armature trasversali conduce a un incremento della capacità portante della trave. L'armatura trasversale migliora i contributi resistenti del meccanismo a trave in quanto costituisce un collegamento tra i blocchi (denti), individuati tra due fessure consecutive, trasformandole in mensole reciprocamente vincolate. In particolare, incrementa il contributo dell'effetto spinotto, mediante un'azione di vincolo sull'armatura longitudinale; limita; limita l'apertura delle fessure diagonali, aumentando l'effetto dell'ingranamento;

produce un'azione di confinamento sul calcestruzzo compresso migliorando la resistenza a compressione delle zone interessate dall'effetto arco.

La presenza di armatura trasversale consente soprattutto di incrementare ulteriormente la resistenza alla forza di scorrimento Q mediante un meccanismo denominato "a traliccio".

La forza di scorrimento Q viene assorbita da un semplice meccanismo puntone e tirante (*strut and tie*), ossia con una risultante di trazione che insorge nelle armature trasversali e una azione di compressione inclinata di θ che agisce all'interno del dente individuato da due fessure consecutive (fig. 53).

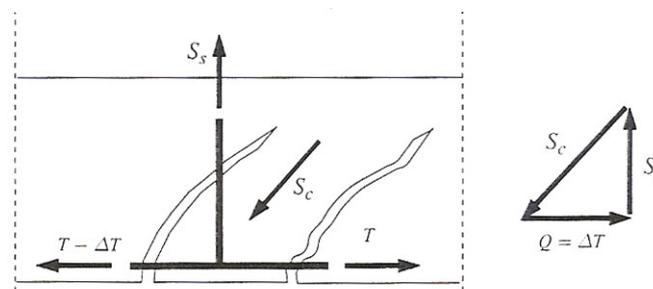


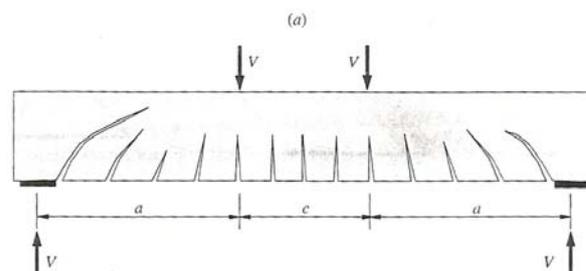
Figura 53. Meccanismo di *strut and tie*, dovuto alla presenza di armatura trasversale.

I modelli a traliccio rappresentano complessivamente uno strumento progettuale molto efficace e consentono una visualizzazione fisica dei meccanismi resistenti considerando contemporaneamente gli effetti di taglio e flessione.

Nel seguito sono presentati due modelli a traliccio: il meccanismo di Ritter – Morsch, da considerarsi storicamente il primo dei meccanismi a traliccio e il traliccio a inclinazione variabile da considerarsi tra i più significativi e moderni che conduce a soluzioni progettuali maggiormente economiche [17].

8.3 MECCANISMO DI RITTER – MÖRSCH

Ritter (1899) e Morsch (1902) postulano in maniera indipendente che il meccanismo di una trave in c.a., successivamente alla formazione di fessure diagonali, si possa direttamente dedurre dal suo comportamento post – fessurativo come riportato in Figura 54.



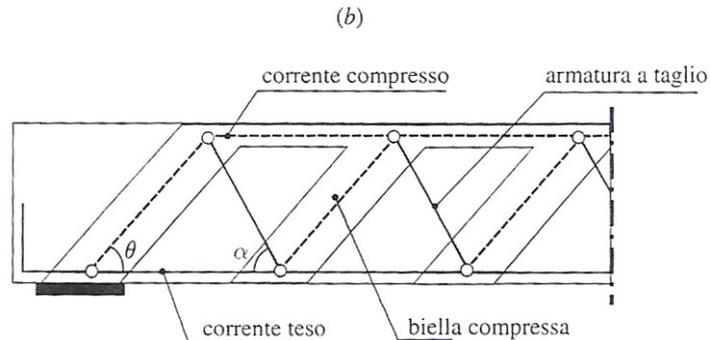


Figura 54. Meccanismo resistente di travi armate a taglio: (a) quadro fessurativo di una trave soggetta a taglio e flessione, (b) idealizzazione del meccanismo reticolare.

La trave viene schematizzata come una trave reticolare ideale. L'asse neutro, sin dove si propagano le lesioni che partono dal lembo inferiore dell'elemento, individua il corrente compresso, l'armatura inferiore rappresenta il corrente teso e le bielle compresse di calcestruzzo delimitate dalle fessure costituiscono le aste diagonali. Le armature trasversali disposte completano la struttura reticolare resistente, dando luogo alla schematizzazione indicata nella Figura 54b. L'inclinazione delle bielle compresse, individuata dall'andamento delle isostatiche di compressione, è posta pari a $\theta=45^\circ$ mentre le armature sono inclinate di α . L'assunzione sull'inclinazione delle bielle risulta compatibile con l'andamento delle isostatiche di compressione presenti in una trave in c.a nell'ipotesi di calcestruzzo non reagente a trazione. Inoltre, le aste del traliccio si considerano tutte incernierate nei nodi, sicchè è particolarmente semplice calcolare gli sforzi che esse sono chiamate ad assorbire.

Se si fa riferimento alla maglia elementare della struttura reticolare della Figura 55 di lunghezza Δz e si indica con d^* il braccio della coppia interna, lo sforzo Q che sollecita i due correnti ha il seguente valore già introdotto precedentemente:

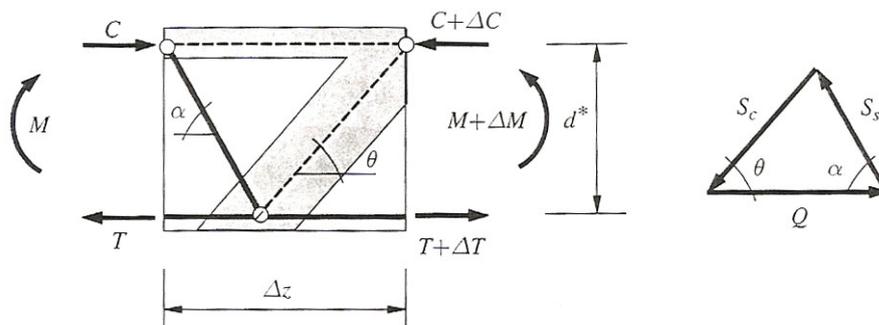


Figura 55. Maglia elementare della struttura reticolare.

$$Q = \Delta C = \Delta T = \frac{\Delta M}{d^*} = \frac{V \Delta z}{d^*} \quad (6,8)$$

Dall'applicazione del teorema dei seni è possibile calcolare gli sforzi nelle diagonali compressa e tesa, ottenendo:

$$S_c = Q \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \theta)} \quad (7,8), \quad S_s = Q \cdot \frac{\sin \theta}{\sin(\alpha + \theta)} \quad (8,8)$$

Nell'ipotesi di Ritter – Mörsch di $\theta=45^\circ$, la 7 e la 8 divengono:

$$S_c = \sqrt{2} \cdot Q \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin \alpha + \cos \alpha} = \frac{\sqrt{2} \cdot Q}{1 + \cot \alpha} \quad (9,8), \quad S_s = \frac{Q}{\sin \alpha + \cos \alpha} \quad (10,8)$$

Le espressioni (9,8) e (10,8) si semplificano ulteriormente se le armature a taglio sono costituite da sole staffe ($\alpha=90^\circ$):

$$S_c = \sqrt{2} \cdot Q, \quad S_s = Q \quad (11,8)$$

Nel caso di armature trasversali costituite da soli ferri sagomati ($\alpha=45^\circ$) gli sforzi assorbiti rispettivamente dal diagonale compresso S_c e da quello teso S_s divengono uguali e pari a:

$$S_c = \frac{\sqrt{2} \cdot Q}{2} \quad (12,8), \quad S_s = \frac{\sqrt{2} \cdot Q}{2} \quad (13,8)$$

Infine ricordando la (6,8) è possibile valutare dalla (9,8) l'aliquota del taglio V_c assorbito dal puntone compresso e dalla (10,8) l'aliquota del taglio V_s assorbita dall'armatura trasversale:

$$V_c = \frac{1 + \cot \alpha}{\sqrt{2}} \cdot \frac{d^*}{\Delta z} S_s \quad (14,8), \quad V_s = (\sin \alpha + \cos \alpha) \frac{d^*}{\Delta z} S_s \quad (15,8)$$

ricavate nelle ipotesi di $\theta=45^\circ$.

E' possibile muovere una serie di considerazioni critiche sull'analogia adottata da Ritter – Mörsch che sono alla base delle successive variazioni del modello originale. Nel meccanismo di Ritter – Mörsch il traliccio è considerato l'unico meccanismo con cui una trave fessurata è in grado di resistere; tale assunzione conduce a non considerare il taglio sopportato dalla zona compressa V_{cz} , dall'ingranamento degli inerti V_{ai} e dall'effetto spinotto V_d . Per ovviare a tale inconveniente, nelle verifiche allo SLU la resistenza a taglio si ottiene sommando all'aliquota del taglio assorbito dall'armatura trasversale (meccanismo a traliccio) l'aliquota assorbita dai meccanismi di resistenza del calcestruzzo. Tale risultato è subordinato all'ipotesi che le isostatiche di compressione risultino inclinate di 45° rispetto all'asse geometrico dell'elemento mentre le evidenze sperimentali hanno mostrato

inclinazioni di valore inferiore. E' proprio l'insorgere dei meccanismi resistenti del calcestruzzo che conduce a una inclinazione del campo di compressione diagonale minore di 45°. Pertanto, nell'ipotesi di considerare variabile l'inclinazione dei puntoni compressi coincidente con le reali linee isostatiche di compressione è possibile affidare la resistenza a taglio al solo contributo resistente del calcestruzzo. Tale assunzione caratterizza il meccanismo a traliccio a inclinazione variabile [17].

8.4 MECCANISMO A INCLINAZIONE VARIABILE

In alternativa al procedimento illustrato nel paragrafo precedente, nella letteratura tecnica è stato introdotto il modello con *traliccio a inclinazione variabile*, che si ritiene fornisca una stima più realistica della capacità portante a taglio della trave. Una prima impostazione del metodo, che deriva dalla teoria della plasticità, si basa sull'ipotesi che l'inclinazione delle fessure a taglio coincida con l'inclinazione delle direzioni principali a compressione. In questo modo non vi è tensione tangenziale agente lungo le fessure e, quindi, non vi è contributo del calcestruzzo alla capacità portante a taglio. L'inclinazione delle bielle compresse, definita dall'angolo θ , è peraltro condizionata dal reale comportamento a rottura dell'elemento strutturale che dipende dalle condizioni di carico e soprattutto dai dettagli costruttivi. Con riferimento alla maglia elementare della struttura reticolare rappresentata nella figura 56 si analizza in primo luogo la resistenza degli elementi diagonali del traliccio.

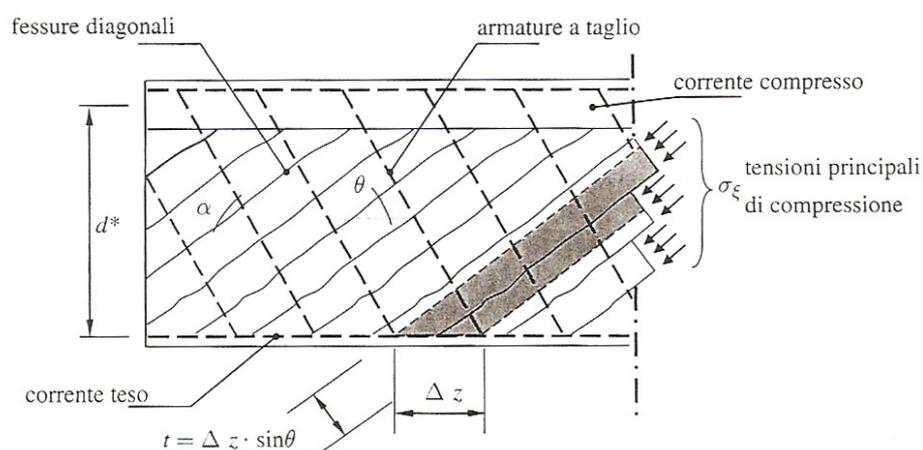


Figura 56. Meccanismo a inclinazione variabile: maglia elementare.

Si ha la crisi della biella compressa quando si verifica:

$$S_{cd} = b \cdot t \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot \sigma_{cd} = b \cdot (\Delta z \cdot \sin \theta) \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot \sigma_{cd} \quad (16,8)$$

essendo: $t = \Delta z \cdot \sin \theta$

Il coefficiente ν , tiene conto della reale distribuzione delle tensioni lungo la biella (che in realtà è inflessa); la normativa italiana prescrive $\nu = 0.50$. Il coefficiente α_c tiene conto degli effetti dovuti alla presenza di uno sforzo assiale di compressione. Nella figura 57 è riportato l'andamento del coefficiente α_c con la tensione adimensionalizzata $\sigma_{cp} / \sigma_{cd}$.

E' possibile porre in relazione lo sforzo assorbito dalla biella compressa S_c con l'azione tagliante V :

$$S_c = \frac{V \cdot \Delta z}{d^*} \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \theta)} \quad (17,8)$$

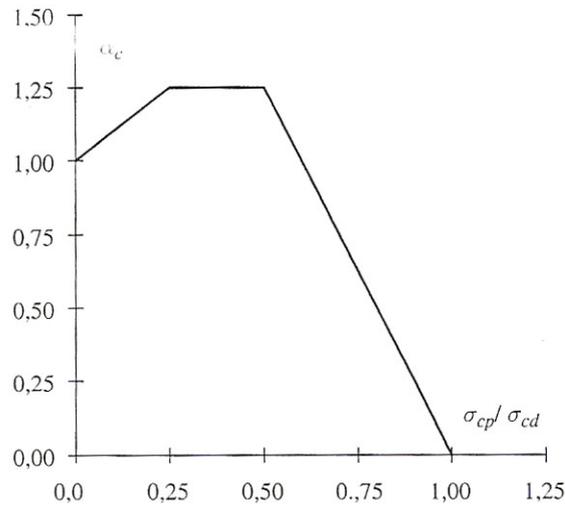


Figura 57. Andamento del coefficiente α_c .

Uguagliando la (16,8) con la (17,8):

$$S_{cd} = b \cdot (\Delta z \cdot \sin \theta) \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot \sigma_{cd} = S_c = \frac{V_{Rcd} \cdot \Delta z}{d^*} \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \theta)} \quad (18,8)$$

Si ricava il taglio V_{Rcd} che provoca la crisi della biella compressa (taglio - compressione):

$$V_{Rcd} = b \cdot d^* \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot \sigma_{cd} \cdot \sin^2 \theta \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) = b \cdot d^* \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot \sigma_{cd} \cdot \frac{\cot \alpha + \cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \quad (19,8)$$

In presenza di sole staffe ($\alpha=90^\circ$) la (3,8) diviene:

$$V_{Rcd} = b \cdot d^* \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot \sigma_{cd} \cdot \frac{1}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (20,8)$$

La massima resistenza si ha per $\theta = 45^\circ$; qualora il taglio esterno V_{Sd} abbia valore inferiore a V_{Rcd} calcolato per $\theta = 45^\circ$ si possono avere soluzioni equilibrate con $\theta < 45^\circ$.

In maniera analoga si ha la crisi dell'armatura trasversale, con il raggiungimento della tensione di snervamento, quando risulta:

$$S_{Sd} = \Omega_{sw} \cdot f_{yd} \quad (21,8)$$

essendo Ω_{sw} l'armatura trasversale disposta nel tratto Δz . Indicando con A_{sw} l'area della singola armatura trasversale, l'area Ω_{sw} può valutarsi come $\Omega_{sw} = A_{sw} \cdot \Delta z / s$ dove s sta a indicare la distanza tra due armature trasversali consecutive.

D'altra parte è possibile porre in relazione lo sforzo assorbito dall'armatura trasversale S_s con l'azione tagliante V :

$$S_c = \frac{V \cdot \Delta z}{d^*} \cdot \frac{\sin \theta}{\sin(\alpha + \theta)} \quad (22,8)$$

Uguagliando la (12) con la (22):

$$S_{sd} = \frac{A_{sw} \cdot \Delta z}{s} \cdot f_{yd} = S_s = \frac{V_{Rsd} \cdot \Delta z}{d^*} \cdot \frac{\sin \theta}{\sin(\alpha + \theta)} \quad (23,8)$$

Si ricava il taglio V_{Rsd} che determina la crisi delle armature (taglio – trazione):

$$V_{Rsd} = A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \frac{d^*}{s} \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \quad (24,8)$$

Se l'armatura trasversale è costituita da sole staffe ($\alpha=90^\circ$) la (24,8) diviene:

$$V_{Rsd} = A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \frac{d^*}{s} \cdot \cot \theta \quad (25,8)$$

La (25,8) fornisce una resistenza decrescente all'aumentare dell'inclinazione θ . La normativa italiana prescrive che l'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave rispetti i seguenti limiti:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$$

corrispondente a un angolo θ :

$$45^\circ \geq \theta \geq 21.81^\circ$$

Può essere conveniente procedere alle seguenti adimensionalizzazioni dividendo per $b \cdot d^* \cdot \sigma_{cd}$:

il taglio sollecitante V_{Sd}

$$t_{Sd} = \frac{V_{Sd}}{b \cdot d^* \cdot \sigma_{cd}} \quad (26,8)$$

il taglio compressione V_{Rcd} fornito dalla (19,8)

$$t_{Rcd} = v \cdot \alpha_c \cdot \frac{\cot \alpha + \cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \quad (27,8)$$

il taglio trazione V_{Rsd} fornito dalla (25,8)

$$t_{Rsd} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{b \cdot s \cdot \sigma_{cd}} \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) = \omega_{sw} \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \quad (28,8)$$

dove ω_{sw} individua la percentuale meccanica di armatura trasversale.

La crisi contemporanea delle bielle di calcestruzzo a compressione e dell'armatura a taglio per trazione avviene se si verifica:

$$t_{Rcd} = t_{Rsd} \quad (29,8)$$

che ricordando la (27,8) e la (28,8) diviene:

$$v \cdot \alpha_c \cdot \frac{\cot \alpha + \cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} = \omega_{sw} \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \quad (30,8)$$

Nel caso di armature trasversali costituite da sole staffe ($\alpha=90^\circ$) la (30,8) può scriversi:

$$v \cdot \alpha_c \cdot \frac{1}{\tan \theta + \cot \theta} = \omega_{sw} \cdot \cot \theta \quad (31,8)$$

Dalla quale è possibile ricavare la $\cot \theta$ in corrispondenza della quale si registra la contemporanea crisi delle bielle di calcestruzzo e dell'armatura a taglio:

$$\cot \theta = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1} \quad (32,8)$$

Nella figura 57 è riportato l'andamento della t_{Rcd} e t_{Rsd} , fornite rispettivamente dalla (27,8) e (28,8), nell'ipotesi di membratura non compressa ($\alpha_c=1$), di armatura trasversale costituita da sole staffe ($\alpha=90^\circ$) e ricordando che la normativa italiana prescrive $v = 0.5$.

Il taglio – trazione adimensionalizzato t_{Rsd} è valutato per diversi valori della percentuale meccanica dell'armatura trasversale ω_{sw} . E' palese osservare che per valori bassi ω_{sw} (0.03÷0.06), la resistenza minima, nell'intervallo di definizione dell'angolo di inclinazione θ indicato nella normativa italiana, è da attribuirsi all'armatura trasversale. Viceversa, al crescere della percentuale meccanica di armatura trasversale ω_{sw} , per elevati

valori di θ compresi nell'intervallo di prescrizione, la minima resistenza è attribuibile alla crisi delle bielle compresse. In generale, la resistenza a taglio di una trave armata è fornita dalla minore tra la resistenza a taglio – compressione e quella a taglio – trazione:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad (33,8)$$

La verifica di resistenza è soddisfatta se la resistenza a taglio V_{Rd} risulta maggiore della corrispondente azione tagliante di progetto V_{Sd} : [17].

$$V_{Rd} \geq V_{Sd} \quad (34,8)$$

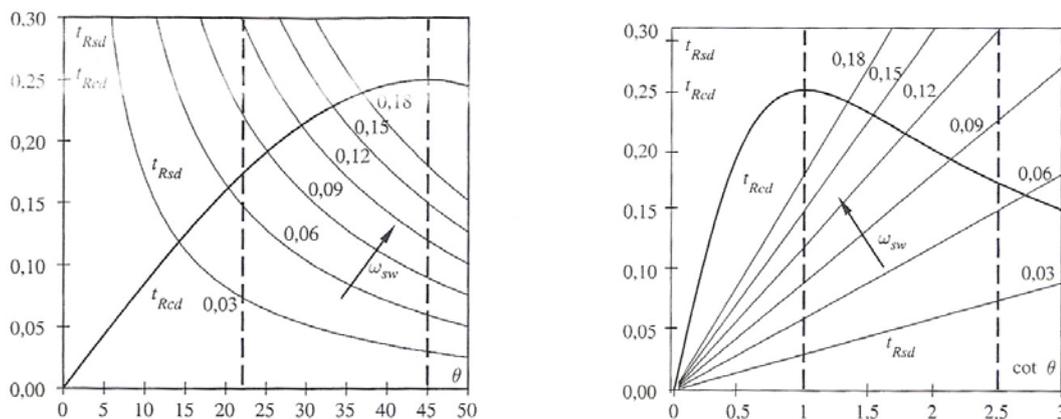


Figura 58. Andamento della resistenza a taglio specifica t_{Rcd} e t_{Rsd} con l'inclinazione delle bielle compresse θ .

8.5 VERIFICA E PROGETTO

Nel caso di verifica a taglio di una sezione in cemento armato sono note:

- la geometria della sezione; la base b , l'altezza geometrica h e l'altezza utile d (ovvero $d^*=0.9d$);
- l'armatura metallica trasversale A_{sw} , il passo s nonché l'inclinazione α ;
- le proprietà meccaniche del calcestruzzo α_{cd} e dell'acciaio f_{yd} .

Calcolata la percentuale meccanica di armatura trasversale $\omega_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{b \cdot s \cdot \sigma_{cd}}$ ed

eguagliando la resistenza a taglio – compressione V_{Rcd} (ovvero t_{Rcd}) con la resistenza a taglio – trazione V_{Scd} (ovvero t_{Rsd}) si ottiene la (30,8) che per armature trasversali costituite da sole staffe ($\alpha=90^\circ$) si specializza nella (32,8) di seguito riportata:

$$\cot \theta = \sqrt{\frac{\nu \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1} \quad (35,8)$$

dalla quale si ricava la $\cot \theta^*$, in corrispondenza della quale si registra la contemporanea crisi delle bielle di calcestruzzo e dell'armatura a taglio.

se la $\cot \theta^*$ è compresa nell'intervallo (1.0÷2.5) è possibile valutare il taglio resistente

$$V_{Rd} (= V_{Rcd} = V_{Rsd}) \text{ mediante la seguente espressione } V_{Rcd} = b \cdot d^* \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot \sigma_{cd} \cdot \frac{1}{\cot \theta + \tan \theta}$$

ovvero la $V_{Rsd} = A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \frac{d^*}{s} \cdot \cot \theta$. Se la $\cot \theta^*$ è maggiore di 2.5 la crisi è da attribuirsi

all'armatura trasversale e il taglio resistente $V_{Rd} (= V_{Rsd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle armature trasversali valutabile mediante la

$$V_{Rcd} = b \cdot d^* \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot \sigma_{cd} \cdot \frac{1}{\cot \theta + \tan \theta} \text{ per una } \cot \theta = 2.5. \text{ Se la } \cot \theta^* \text{ è minore di 1.0 la}$$

crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e il taglio resistente $V_{Rd} (= V_{Rcd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile mediante la

$$V_{Rsd} = A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \frac{d^*}{s} \cdot \cot \theta \text{ per una } \cot \theta = 1.0. \text{ Le diverse condizioni possono generalizzarsi}$$

assumendo quale resistenza a taglio V_{Rd} (ovvero t_{Rd}), la massima resistenza desunta dall'involuppo minimo effettuato sugli andamenti delle resistenze specifiche t_{Rcd} , t_{Rsd} , nell'intervallo $1.0 \leq \cot \theta \leq 2.5$, come può osservarsi dal grafico di figura 59.

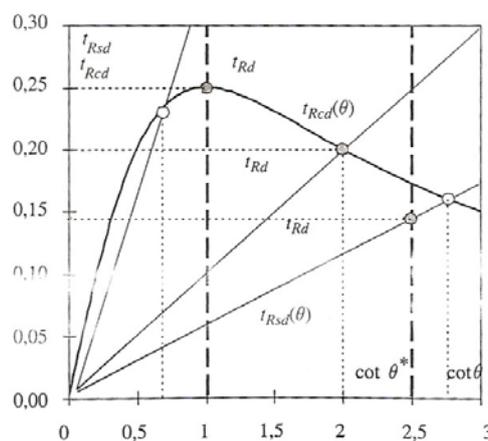


Figura 59. Valutazione del taglio resistente t_{Rd} per diversi valori della $\cot \theta^*$.

La verifica è soddisfatta se il taglio resistente V_{Rd} (ovvero t_{Rd}), è maggiore del taglio sollecitante V_{Sd} (ovvero t_{Sd}) [17].

CAPITOLO 9

COMPORTAMENTO A TAGLIO TRAVE TRALICCIATA IN PRIMA E SECONDA FASE

Attingendo ai risultati sperimentali e numerici, si analizzano ora i meccanismi resistenti propri delle travi reticolari miste nel caso di sollecitazione tagliante. Si vogliono, in particolare, cogliere i contributi resistenti forniti dall'acciaio e dal calcestruzzo.

Il primo contributo è dovuto agli angolari (V_{ang}), che oltre a riprendere il momento flettente, assorbono anche una quota degli sforzi taglianti in virtù della loro non trascurabile rigidità e resistenza a taglio. Il secondo contributo è dovuto alle aste di parete (V_{diag}) che grazie alla loro resistenza a trazione contribuiscono in modo determinante al taglio resistente complessivo della trave.

Il terzo è dovuto al calcestruzzo confinato entro la struttura reticolare (V_{cls}), che assorbe parte del taglio attraverso i meccanismi di effetto pettine, effetto spinotto, effetto ingranamento degli inerti ed effetto arco e collabora con le armature nel meccanismo resistente ultimo.

Per comprendere tali contributi si sono modellate due travi di differente luce (6m e 2m), le analisi hanno riguardato la sola trave metallica e la trave reticolare mista in prima e seconda fase [16].

9.1 ANALISI TRAVE SPERIMENTALE IN SOLO ACCIAIO (L=6M)

In questo tipo di analisi, mediante il codice ABAQUS si è inizialmente analizzata numericamente la sola trave in acciaio, corrispondente a quella testata sperimentalmente in prima fase [16], trascurando gli effetti del secondo ordine.

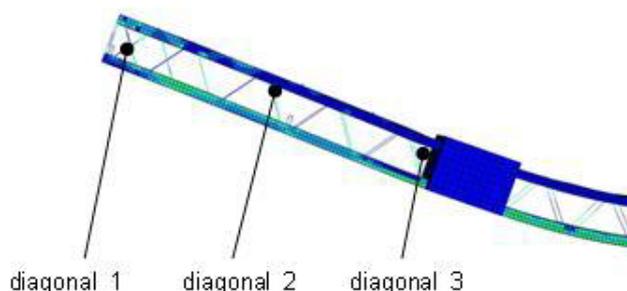


Figura 60. Posizione aste analizzate in Abaqus.

Note le tensioni nell'acciaio, determinate per via numerica, il contributo delle aste diagonali è stato valutato sulla base della relazione:

$$V_{diag} = \sigma_s \cdot A_d \cdot n_b \cdot \sin \alpha \quad (1,9)$$

dove

σ_s è la tensione nell' asta diagonale;

A_d è l'area della sezione trasversale dell'asta diagonale;

n_b è il numero di braccia delle aste diagonali;

α angolo di inclinazione delle aste di parete.

Il contributo a taglio dovuto agli angolari è stato considerato pari alla differenza fra il taglio totale e quello assorbito dalle diagonali.

Con riferimento alle aste diagonali di figura 60 i risultati ottenuti sono riportati nella figura 61, dove si nota come il taglio venga assorbito, indipendentemente dal livello di carico, quasi totalmente dalle aste diagonali (80-90%), modellate come beam collegate rigidamente agli angolari, e in minima parte dagli angolari (10-20%) [16].

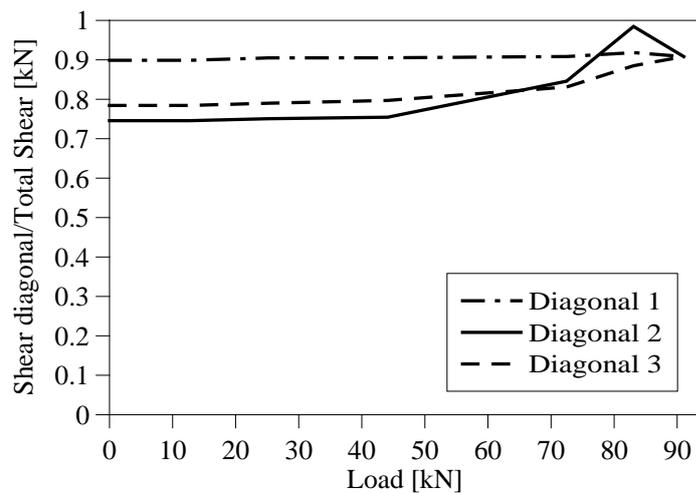


Figura 61. Distribuzione taglio nelle diagonali ottenuto numericamente.

9.2 ANALISI TRAVE SPERIMENTALE IN PRIMA FASE (L=6M)

Con riferimento alle stesse aste diagonali di figura 60 i risultati ottenuti per via numerica sulla trave sperimentale in prima fase sono riportati nelle figure 62 e 63.

Il taglio nelle aste diagonali è stato valutato anche in questo caso attraverso la relazione (1,9).

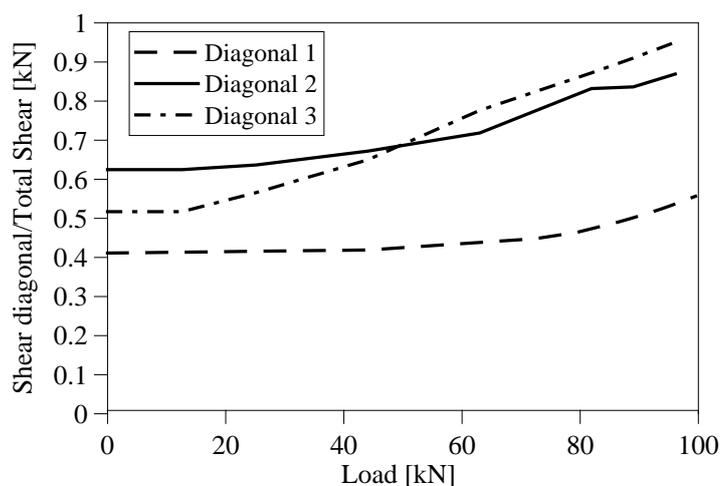


Figura 62. Distribuzione taglio nelle diagonali ottenuto numericamente.

Si osserva come le diagonali 2 e 3 assorbono una quantità di taglio maggiore rispetto alla diagonale 1 per il fatto che vicino al punto di applicazione dei carichi il fenomeno della fessurazione è molto sviluppato e viene a mancare l'effetto arco.

Nelle diagonali metalliche il rapporto fra taglio assorbito dalle stesse rispetto a quello sollecitante non è costante in quanto il contributo del calcestruzzo viene perso progressivamente con l'aumento del carico a causa della fessurazione.

Per un confronto diretto con i risultati ottenuti sulla base delle tensioni determinate per via numerica e quelle sperimentali, si diagramma in figura 63 l'andamento del carico assorbito dalla diagonale 1. Si può osservare come l'attendibilità della soluzione numerica sia buona.

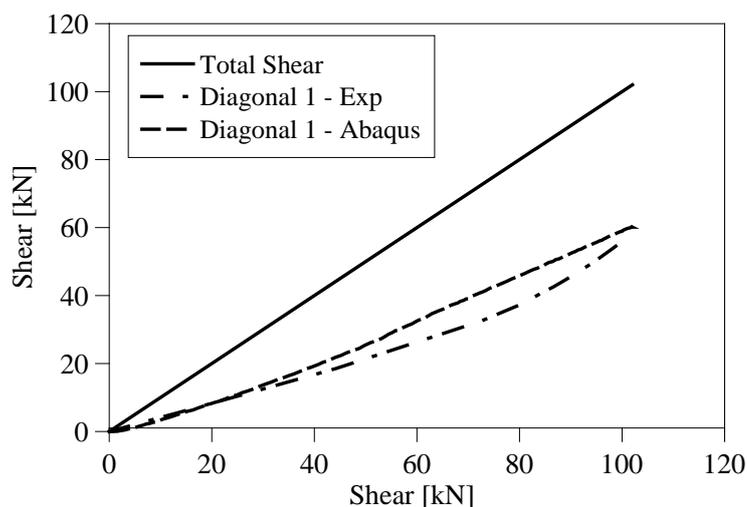


Figura 63. Taglio ripreso dalla diagonale 1, confronto numerico-sperimentale trave in prima fase.

Applicando il rapporto precedentemente trovato fra carico di taglio assorbito dagli angolari e quello assorbito dalle diagonali, in figura 64 si riporta la distribuzione del taglio fra

acciaio e calcestruzzo lungo il primo terzo di trave in prossimità del carico massimo della trave (si ricorda che il collasso nella trave è avvenuto per flessione).

Si osserva come il contributo medio del calcestruzzo sul taglio totale vari tra il 40% e il 4% calcolato rispettivamente in una sezione in cui la sollecitazione di flessione è minima o massima [16].

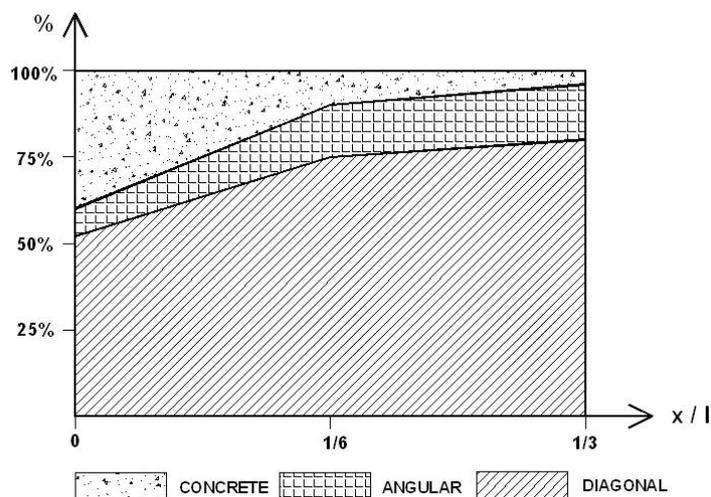


Figura 64. Distribuzione taglio fra i vari componenti nella trave in prima fase.

9.3 ANALISI TRAVE SPERIMENTALE IN SECONDA FASE ($L=6M$)

Analogamente a quanto visto per la trave in prima fase, in figura 65 si riporta l'andamento degli sforzi di taglio assorbito dalle diagonali sulla base della relazione (1,9) e delle tensioni ottenute per via numerica.

Si può facilmente osservare come in questo caso il calcestruzzo collabori in modo significativo alla ripresa del taglio sollecitante.

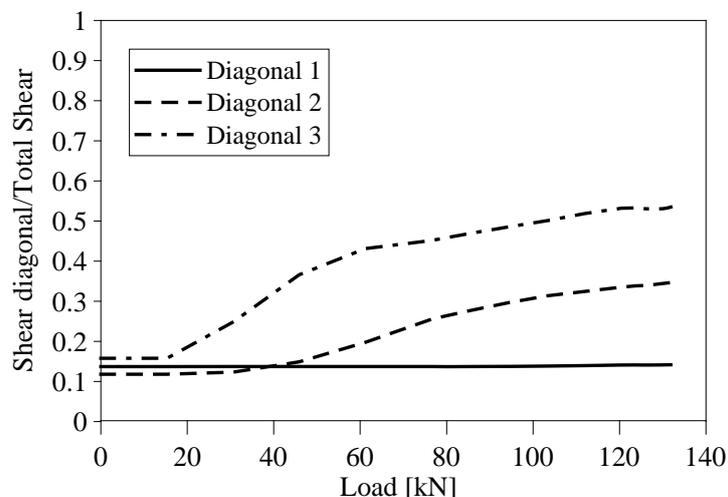


Figura 65. Distribuzione taglio nelle diagonali ottenuto numericamente.

Per un confronto diretto con i risultati ottenuti sperimentalmente, si diagramma in figura 65 l'andamento del taglio assorbito dalle diagonali poste nella sezione in prossimità degli appoggi, ossia nella diagonale 1.

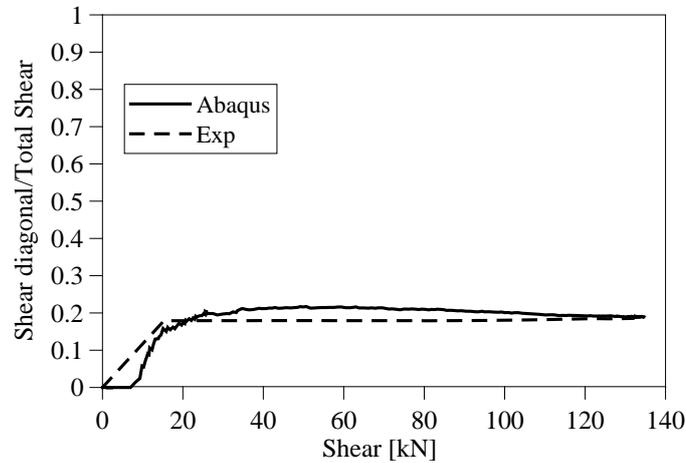


Figura 66. Taglio ripreso dalla diagonale 1: confronto numerico-sperimentale trave in seconda fase.

Si può osservare come le curve ottenute sulla base delle tensioni determinate per via numerica e sperimentale siano praticamente coincidenti. In figura 67 si riporta la distribuzione del taglio lungo la trave testata sperimentalmente nelle condizioni di carico massimo.

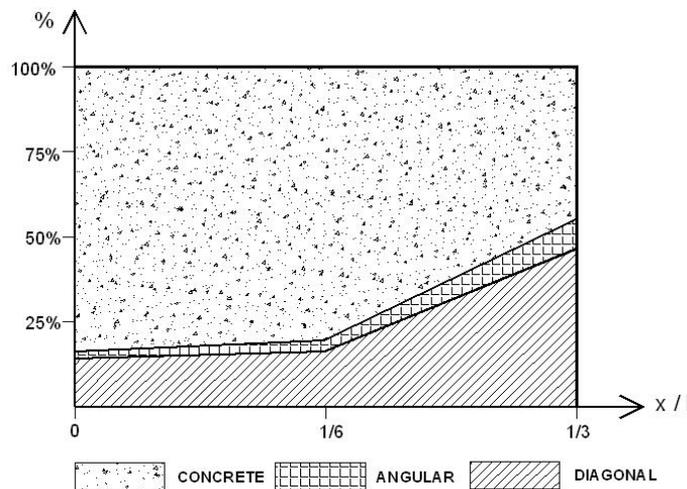


Figura 67. Distribuzione del taglio fra i vari componenti lungo la trave in seconda fase.

Si osserva come il contributo del calcestruzzo sul taglio totale, nel primo terzo di trave, vari tra il 83% e il 45%, calcolato rispettivamente in una sezione in cui la sollecitazione di flessione è minima o massima.

Il forte contributo del calcestruzzo in prossimità degli appoggi si è visto dipendere da un significativo effetto arco. L'analisi numerica è stata ovviamente condotta, visto il collasso

per flessione della trave, per valori del taglio che non raggiungono quelli ultimi. Per questo motivo lo studio numerico è stato effettuato anche su una trave di lunghezza limitata pari a 2 metri, dove il collasso avviene per taglio [16].

9.4 TRAVE METALLICA (L=2M)

Considerando il solo sistema metallico si è analizzata la struttura di figura 68, soggetta ad un carico concentrato in mezzzeria. Il taglio ultimo della trave, ottenuto trascurando gli effetti del secondo ordine, è risultato di 198kN, diviso rispettivamente fra le aste diagonali, $VR_{d,diag}=171kN$, e i profilati longitudinali $VR_{d,ang}=27kN$.

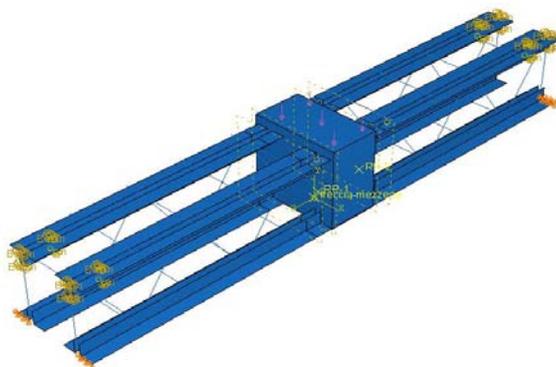


Figura 68. Sistema metallico analizzato in Abaqus.

Lo studio numerico è stato condotto analizzando il comportamento ultimo anche con l'aggiunta del calcestruzzo, in modo da individuare il contributo di resistenza a taglio in I e in II fase (Fig. 69) [16].

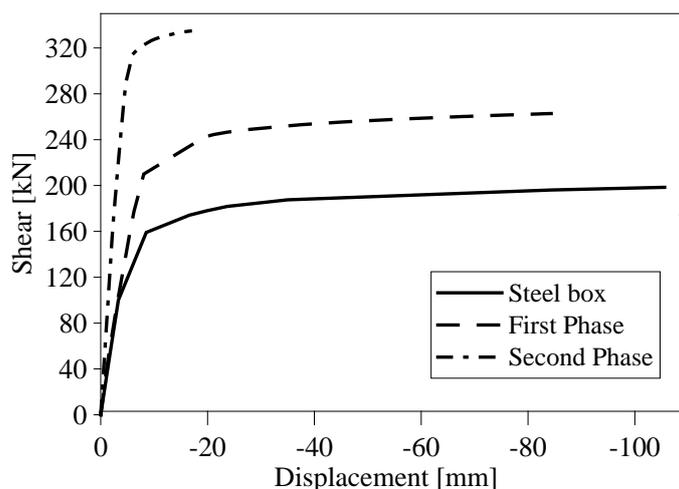


Figura 69. Taglio - spostamento in mezzzeria travi L=2m.

9.5 TRAVE IN PRIMA FASE ($L=2M$)

La presenza della soletta parziale di calcestruzzo, delle stesse dimensioni della trave sperimentale, porta il sistema ad un meccanismo plastico per un valore del taglio pari 263kN (Fig. 69).

Sottraendo il contributo del sistema metallico ($VR_{d,diag} + VR_{d,ang}$), la resistenza a taglio del calcestruzzo ($VR_{d,cls}$) trovata per via numerica in condizioni ultime è risultata di 65kN. In tabella 1 sono riassunti i risultati trovati per via numerica [16].

| | VRd num |
|---------------|---------|
| VRd,cls (kN) | 65 |
| VRd,diag (kN) | 171 |
| VRd,ang (kN) | 27 |
| VRd (kN) | 263 |

Tabella 1. Taglio trave in prima fase ottenuto mediante analisi numerica.

9.6 TRAVE IN SECONDA FASE ($L=2M$)

La presenza del calcestruzzo nella trave avente la stessa sezione di quella sperimentata in seconda fase porta il sistema a collassare per taglio per un valore di 336kN (Fig. 69).

Sottraendo il contributo del sistema metallico ($VR_{d,diag} + VR_{d,ang}$), la resistenza a taglio del calcestruzzo ($VR_{d,cls}$) trovata per via numerica si può considerare pari a 138kN. I risultati ottenuti sono riportati in Tabella 2. [16].

| | VRd num |
|---------------|---------|
| VRd,cls (kN) | 138 |
| VRd,diag (kN) | 171 |
| VRd,ang (kN) | 27 |
| VRd (kN) | 336 |

Tabella 2. Taglio trave in seconda fase ottenuto mediante analisi numerica.

9.7 MODELLAZIONE ANALITICA DEL TAGLIO

Sulla base dei risultati numerici ottenuti al punto precedente, si riportano ora due possibili modellazioni a taglio, adottabili per la trave reticolare mista in seconda e prima fase.

9.8 MODELLO 1: TRAVE IN SECONDA FASE

Un primo modello resistente adottabile per la trave in seconda fase è proposto in fig. 70. Il meccanismo è a traliccio multiplo costituito da elementi di parete tesi che formano il traliccio metallico e da puntoni d'anima di calcestruzzo inclinati di un angolo θ variabile.

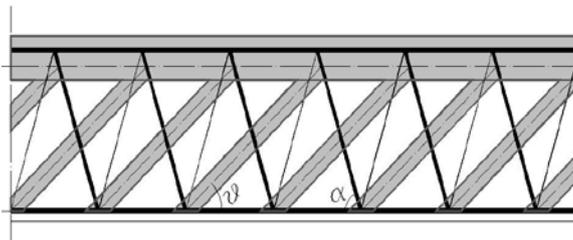


Figura 70. Modello a traliccio con struttura d'anima isostatica non interamente metallica.

Per le travi in esame, dalla conformazione geometrica del traliccio ne consegue che le aste di parete tese hanno inclinazione α pari a 53° e le bielle di calcestruzzo inclinazione θ pari a 33° ($1 \leq \cot \theta \leq 2.5$).

In queste ipotesi è immediato calcolare il taglio resistente lato calcestruzzo e lato acciaio mediante le note espressioni [06]:

$$V_{Rcd} = 0.9b \cdot d \cdot \nu \cdot \sigma_{cd} \cdot \sin^2 \theta (\cot \alpha + \cot \theta) \quad (2,9)$$

$$V_{Rsd} = A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \frac{0.9d}{s} \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \quad (3,9)$$

con:

b larghezza dell'anima;

d altezza utile della sezione;

$\nu = 0.5$ coefficiente che tiene conto della reale distribuzione delle tensioni lungo la biella;

A_{sw} area armatura trasversale diagonali tese;

s interasse tra le diagonali tese;

σ_{cd} tensione di progetto del calcestruzzo;

f_{yd} tensione di progetto dell'acciaio.

La resistenza a taglio della trave è ovviamente fornita dalla minore tra la resistenza a taglio-comprensione e quella a taglio-trazione: [16].

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad (4,9)$$

9.9 MODELLO 2: TRAVE IN SECONDA FASE

In questo secondo modello la trave è assimilata ad una trave composta da un traliccio metallico immerso in una matrice di calcestruzzo (Fig. 71).

Al fine di ottenere una modellazione semplificata a favore di sicurezza, si trascura la quota di taglio ripresa dagli angolari adottando un modello resistente costituito da un traliccio semplice dotato di un corrente compresso in calcestruzzo ed uno teso in acciaio e da un sistema di aste diagonali tese e compresse in solo acciaio (fig. 72), considerando efficaci anche le diagonali compresse perché stabilizzate dal calcestruzzo.

In sintesi il taglio ripreso dalla trave reticolare mista può essere calcolato come somma del contributo dovuto al solo traliccio metallico e al contributo del calcestruzzo racchiuso dal traliccio, considerato come una trave in c.a non armata a taglio, avente armatura longitudinale pari a quella degli angolari.

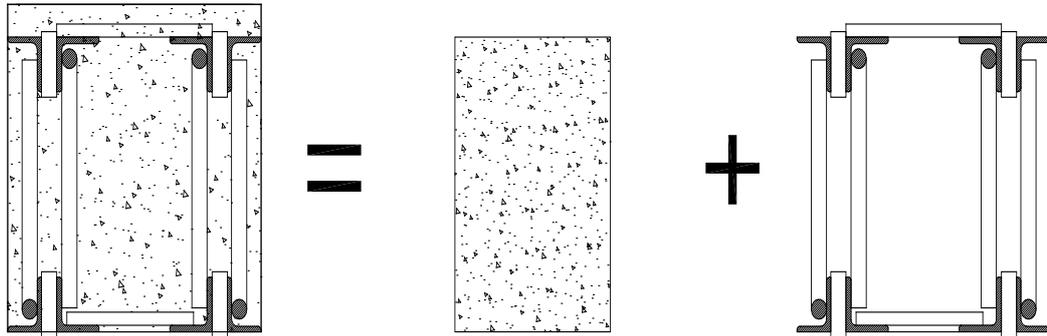


Figura 71. Schema di calcolo alla base del modello 2.

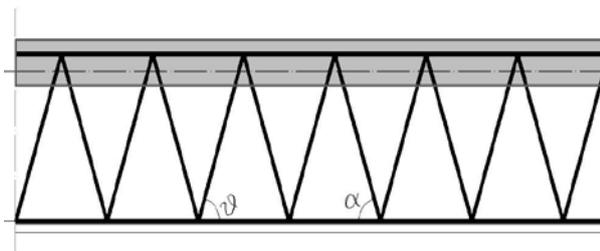


Figura 72. Modello a traliccio con struttura d'anima isostatica interamente metallica.

Sulla base di quanto sopra esposto il taglio ultimo resistente risulta:

$$V_{Rd} = V_{Rdiag} + V_{Rcs} \quad (5,9)$$

con:

$$V_{R_{diag}} = A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \sin\alpha \quad (6,9)$$

taglio ripreso dal traliccio metallico (aste di parete) e:

$$V_{R_{cls}} = [C_{Rd,c} \cdot k (100\rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}] b_w \cdot d \quad (7,9)$$

quota di taglio assorbita dal calcestruzzo attraverso i meccanismi: effetto pettine, effetto spinotto, effetto dell'ingranamento degli inerti ed effetto arco, valutati sulla base delle relazioni proposte dall'EC2 [19] e NTC2008 [20], per le travi in calcestruzzo non armate a taglio.

Avendo assunto:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c \text{ tensione tangenziale resistente di base [19];}$$

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$ coefficiente che mette in evidenza la minore efficacia dell'ingranamento al crescere dell'altezza utile d (espressa in mm);

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02 \text{ rapporto di armatura longitudinale;}$$

b_w larghezza dell'anima;

f_{ck} tensione cilindrica caratteristica del cls.

In tabella 3 vengono riassunti i valori trovati per via teorica e quelli trovati per via numerica.

| | VRd num | MOD1 | MOD2 |
|---------------|---------|-------|------|
| VRd,cls (kN) | 138 | (492) | 58 |
| VRd,diag (kN) | 171 | 239 | 171 |
| VRd,ang (kN) | 27 | — | — |
| VRd (kN) | 336 | 239 | 229 |

Tabella 3. Taglio trave in seconda fase – confronto analisi numerica – analisi teorica MOD1 e MOD2.

Si osserva come entrambe le formulazioni proposte siano a favore di sicurezza [16].

9.10 TRAVE IN PRIMA FASE

La resistenza a taglio della trave in prima fase deve essere valutata sulla base dell'instabilità del traliccio metallico e del contributo del calcestruzzo.

La soletta di calcestruzzo, dato l'esiguo spessore, a differenza della trave in seconda fase, non riesce a connettere le aste diagonali per tutta l'altezza della trave per cui il collasso avviene per plasticizzazione o instabilità della diagonale compressa a seconda della sua snellezza.

Per questo motivo si fa riferimento al solo modello 2, ed operando a favore di sicurezza, si trascura il contributo a taglio dovuto ad effetto arco e pettine del calcestruzzo adottando un modello resistente in solo acciaio. I valori ottenuti sono riportati in tabella 4.

| | VRd num | MOD2 |
|---------------|---------|------|
| VRd,cls (kN) | 65 | (77) |
| VRd,diag (kN) | 171 | 71 |
| VRd,ang (kN) | 27 | — |
| VRd (kN) | 263 | 71 |

Tabella 4. Taglio trave in prima fase – confronto analisi numerica – analisi teorica MOD2.

Si osserva come la formulazione proposta sia a favore di sicurezza e le differenze siano essenzialmente dovute alle ipotesi di trascurare il contributo a taglio del calcestruzzo della soletta [16].

9.11 MODEL CODE 2010

Di seguito si riportano i risultati ottenuti applicando le relazioni fornite dal Model Code per quanto riguarda la quota di taglio ripresa dal calcestruzzo. Il Model Code prevede tre livelli diversi per calcolare il taglio resistente. I tre modelli si differenziano sostanzialmente sul valore del coefficiente k_v che rientra nella seguente formula:

$$V_{Rd,c} = k_v \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \cdot z \cdot b_w \quad (8,9)$$

dove:

b_w larghezza dell'anima;

f_{ck} tensione cilindrica caratteristica del cls;

z braccio della coppia interna;

γ_c coefficiente del materiale calcestruzzo;

$$k_v \left\{ = \frac{200}{(1000 + 1.3z)} \leq 0.15 \right.$$

$$k_v = 0.15$$

a seconda che la percentuale geometrica di armatura sia:

$$\rho_w = 0 \text{ oppure } \rho_w \geq 0.08 \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yk}}}$$

Nel caso in oggetto k_v viene assunto pari a 0.15 pertanto la quota di taglio ripresa dal calcestruzzo è $V_{Rd,c} = 47 \text{ KN}$.

In tabella 5 vengono riassunti i valori trovati per via teorica e quelli trovati per via numerica con i modelli precedenti per la trave in seconda fase.

| | VRd num | MOD1 | MOD2 | MODEL CODE |
|---------------|---------|-------|------|------------|
| VRd,cls (kN) | 138 | (492) | 58 | 47 |
| VRd,diag (kN) | 171 | 239 | 171 | 171 |
| VRd,ang (kN) | 27 | — | — | — |
| VRd (kN) | 336 | 239 | 229 | 218 |

Tabella 5. Taglio trave in seconda fase – confronto analisi numerica – analisi teorica MOD1, MOD2 e MODEL CODE.

Si osserva come la formulazione proposta dal MODEL CODE sia a favore di sicurezza se confrontata con i modelli proposti in questa tesi e le differenze siano sostanzialmente minime [49].

CAPITOLO 10

COMPORTAMENTO A TAGLIO DEL NODO SPERIMENTALE

Sulla base dei risultati sperimentali e di quelli ottenuti dalla modellazione con il codice Abaqus, si analizza il comportamento a taglio del nodo trave-colonna con l'obiettivo di cogliere i contributi forniti dal calcestruzzo e dall'acciaio attraverso opportuni meccanismi resistenti.



Figura 73. Sistema metallico nodo trave-colonna prima del getto di calcestruzzo.

Come si osserva in figura 73, il nodo in esame è racchiuso dalle lame orizzontali della trave e dagli angolari verticali del pilastro, questi elementi trasferiscono sul nodo le azioni indotte dai carichi applicati sulla trave facendo intervenire anche il calcestruzzo [13].

Nelle Fig. 74, 75 si riporta l'andamento delle tensioni, ottenute tramite il codice ABAQUS, all'interno del calcestruzzo e nella parte metallica, per un carico di 146 kN.

Si osserva come la formazione della biella compressa nel nodo sia evidente, con valori di tensione che raggiungono i 10 MPa.

Si può anche notare come le tensioni di compressione siano maggiori nella sezione trasversale della trave, in prossimità del giunto, rispetto a quelle presenti nei pilastri.

Ciò è dovuto alla formazione della cerniera plastica nella trave in prossimità del collegamento fra le lame metalliche e i profilati longitudinali, dove l'acciaio cambia la sua sezione, riducendosi [15], [16].

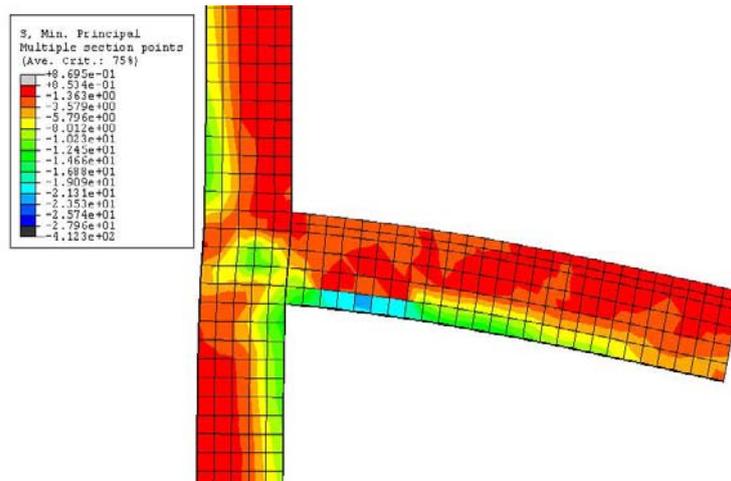


Figura 74. Carico 146 kN: formazione della biella compressa.

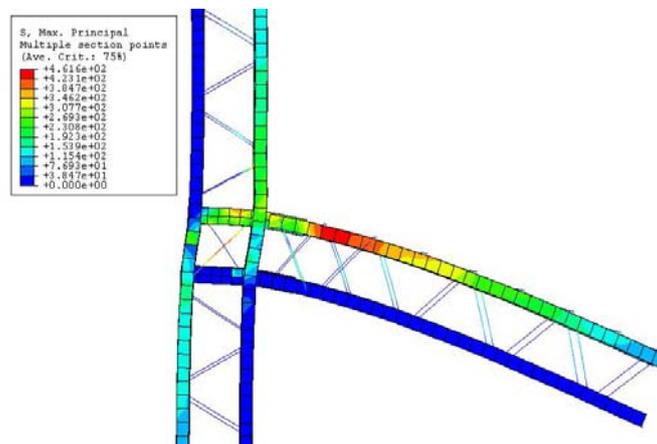


Figura 75. Carico 146 kN: plasticizzazione dei profili longitudinali.

10.1 VERIFICA A TAGLIO DEL NODO

Per il nodo oggetto di studio si possono fare le seguenti osservazioni:

- il meccanismo a puntone tipico dei nodi in cemento armato è presente anche nel nodo di un sistema tralicciato acciaio-calcestruzzo con la formazione di una biella compressa di cls come in fig. 76a;

- nel nodo può considerarsi presente anche un meccanismo a traliccio al quale partecipano le diagonali assieme alle armature orizzontali e verticali; costituite dalle due lame metalliche orizzontali e dai profilati angolari verticali del pilastro (fig. 76b), avendo indicato con:

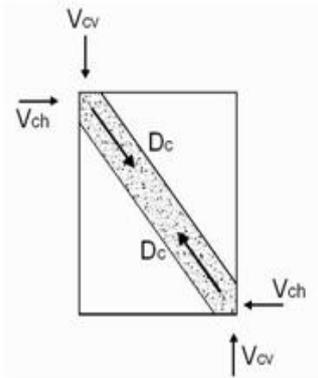


Figura 76a. Meccanismo a puntone

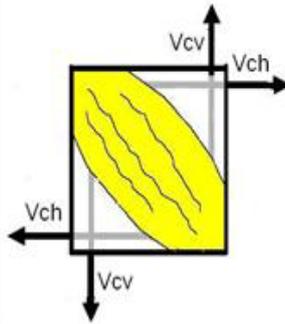
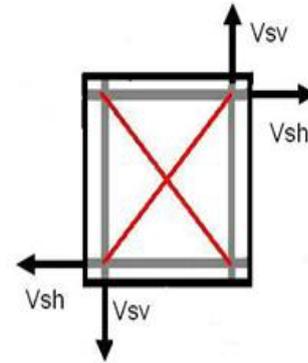


Figura 76b. Meccanismo a traliccio



D_c la forza di compressione nel meccanismo a puntone;
 V_{ch} e V_{cv} il contributo della diagonale compressa alla resistenza a taglio del nodo;
 V_{sh} e V_{sv} il contributo delle armature presenti nel nodo alla resistenza a taglio del nodo.

Si può pertanto porre il taglio resistente del nodo come somma di due contributi, quello del calcestruzzo dovuto al meccanismo a puntone, e quello dell'armatura:

$$V_R = V_{R_{cls}} + V_{R_{acciaio}} \quad (1,10)$$

con:

$$V_{R_{cls}} = 15 \cdot \frac{0.25 f_{ctk}}{\gamma_c} \cdot b_j \cdot h_j \quad (2,10), \quad V_{R_{cls}} = 20 \cdot \frac{0.25 f_{ctk}}{\gamma_c} \cdot b_j \cdot h_j \quad (3,10)$$

resistenza a taglio per elementi non armati (EC2 versione 2003 [19]), rispettivamente per nodi esterni ed interni, dove:

b_j larghezza pilastro;

h_j altezza trave;

$$V_{R_{acciaio}} = V_{diag} = n_{diag} \cdot A_d \cdot f_{ys} \cdot \cos \alpha \quad (4,10)$$

resistenza a taglio dell'acciaio (dovuta alle aste diagonali presenti nel nodo);

con

n_{diag} = numero diagonali tese e compresse presenti nel nodo;

A_d = area trasversale della singola diagonale;

α = angolo tra la diagonale e l'orizzontale.

In queste ipotesi, per il nodo oggetto di studio il taglio resistente ripreso dal calcestruzzo attraverso l'espressione (2,10) risulta pari a 450 kN, mentre il taglio ripreso dalle quattro diagonali attraverso l'espressione (4,10) risulta essere pari a 314 kN per un totale di 764 kN, contro i 670 kN ottenuti per via sperimentale a causa del prematuro collasso a taglio della trave.

Al fine di garantire un buon funzionamento ciclico dei due meccanismi resistenti si stabiliscono ora delle regole per limitare le tensioni di compressione e trazione all'interno del nodo e garantire un opportuno confinamento.

L'effetto delle azioni sul nodo può essere valutato anche sulla base dello stato tensionale da esse indotto. Lo sforzo normale N_c trasmesso dal pilastro sovrastante ed il taglio V_{jbd} generano infatti delle tensioni normali σ e tensioni tangenziali τ che si possono determinare dividendo le azioni per l'area efficace del nodo, $b_j \cdot h_{jc}$, dove h_{jc} è la distanza tra le armature estreme del pilastro. Si ha quindi:

$$\sigma = \sigma_j = \frac{N_c}{b_j \cdot h_{jc}} \quad (5a,10) \quad \tau = \tau_j = \frac{V_{jbd}}{b_j \cdot h_{jc}} \quad (5b,10)$$

In base al cerchio di Mohr, è possibile determinare lo stato tensionale in una generica giacitura (fig.77). In particolare le tensioni principali di compressione e trazione risultano rispettivamente:

$$\sigma_\eta = \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} + \frac{\sigma}{2} \quad (6,10)$$

$$\sigma_\xi = \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} - \frac{\sigma}{2} \quad (7,10)$$

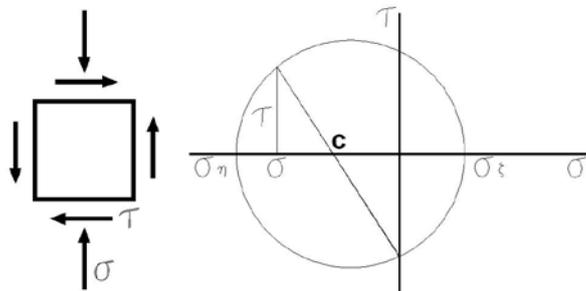


Figura 77. Stato tensionale indotto nel nodo.

Imponendo che la tensione di compressione σ_η

non superi il valore $\eta \cdot f_{cd}$, dove η è un coefficiente riduttivo che tiene conto della contemporanea presenza di compressione e trazione nelle direzioni ortogonali [21]:

$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (8,10)$$

con α_j che vale 0.6 per nodi interni e 0.48 per nodi esterni; si ha:

$$\tau \leq \eta \cdot f_{cd} \sqrt{1 - \frac{\sigma}{\eta \cdot f_{cd}}} \quad (9,10)$$

Ovvero, come nella NTC08, punto 7.4.4.3.1 [19]:

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \sqrt{1 - \frac{V_d}{\eta}} \quad (10,10)$$

essendo v_d la tensione nominale normalizzata:

$$v_d = \frac{\sigma}{f_{ctd}} \quad (11,10)$$

Contemporaneamente occorre controllare che la tensione di trazione σ_ξ non superi la resistenza a trazione f_{ctd} ciò porta alla condizione:

$$\tau \leq f_{ctd} \sqrt{1 + \frac{\sigma}{f_{ctd}}} \quad (12,10) \text{ ovvero:}$$

$$V_{jbd} \leq f_{ctd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \sqrt{1 + \frac{N_c}{f_{ctd} \cdot b_j \cdot h_{jc}}} \quad (13,10)$$

Per evitare la rottura a trazione del calcestruzzo, bisogna considerare nel nodo l'effetto di confinamento indotto dalla eventuale armatura di confinamento presente nel nodo. Se A_{sh} è l'area totale delle armature, predisposte a questo scopo, la tensione di confinamento σ_{conf} indotta nel calcestruzzo può essere posta nella forma [21]:

$$\sigma_{conf} = \frac{A_{sh} \cdot f_{yd}}{b_j \cdot h_{jw}} \quad (14,10)$$

dove h_{jw} è la distanza tra le armature superiori ed inferiori della trave. Lo stato tensionale nel nodo si modifica di conseguenza e la tensione principale di trazione risulta:

$$\sigma_\xi = \sqrt{\left(\frac{\sigma - \sigma_{conf}}{2}\right)^2 + \tau^2} - \frac{\sigma + \sigma_{conf}}{2} \quad (15,10)$$

Imponendo che essa non superi la resistenza a trazione f_{ctd} , si ottiene:

$$\sigma_{conf} \geq \frac{\tau^2}{f_{ctd} + \sigma} - f_{ctd} \quad (16,10)$$

ovvero la condizione :

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{yd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{(V_{jbd} / b_j h_{jc})^2}{f_{ctd} + v_d f_{ctd}} - f_{ctd} \quad (17,10)$$

In accordo quindi con quanto prescritto al punto 7.4.4.3 delle Norme Tecniche per le costruzioni [19], anche per questo tipo di nodo si propone di effettuare due verifiche:

- la verifica della biella compressa: ossia la compressione diagonale indotta nel nodo non deve eccedere la resistenza a compressione del calcestruzzo. Il requisito può ritenersi soddisfatto se è verificata l'eq. (10,10);

- la verifica a confinamento: ossia per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la resistenza a trazione f_{ctd} , deve essere previsto un adeguato confinamento come da equazione (17,10).



CONCLUSIONI

Con il presente lavoro si è voluto fornire un primo contributo volto ad individuare i meccanismi resistenti propri degli elementi tralicciati misti acciaio-calcestruzzo basati sull'impiego di angolari e tondi di parete. Sulla base delle prove sperimentali a flessione effettuate sulle travi, che hanno messo in evidenza un buon comportamento degli elementi analizzati, con un collasso caratterizzato da meccanismi ben individuabili legati all'instabilità locale in prima fase e alla completa plasticizzazione in seconda fase, sono stati presentati degli idonei modelli di calcolo.

Le considerazioni teoriche sul comportamento a taglio della trave, assieme alle modellazioni numeriche effettuate, hanno permesso di individuare dei primi criteri di verifica anche per il taglio. In particolare, per la trave in seconda fase il taglio ripreso dalla trave reticolare mista è stato valutato mediante due modelli. Nel modello1 il meccanismo resistente è stato assunto a traliccio multiplo, costituito da elementi di parete tesi che formano il traliccio metallico e da puntoni d'anima di calcestruzzo inclinati di un angolo θ variabile. Nel modello2 la trave è stata assimilata ad una trave composta da un traliccio metallico immerso in una matrice di calcestruzzo.

La prova ciclica effettuata sul nodo trave-colonna, assieme alle analisi numeriche effettuate, hanno permesso di evidenziare anche in questo caso i meccanismi e le verifiche da effettuare. Analogamente a quanto avviene per i nodi in c.a., per il nodo in esame sono stati individuati due meccanismi di base di trasferimento del taglio uno basato sulla presenza di un puntone compresso di calcestruzzo ed uno basato su un meccanismo a traliccio dovuto alla presenza delle diagonali in acciaio. Tutti i modelli presentati sono risultati a favore di sicurezza e caratterizzati da notevole semplicità concettuale ed applicativa.



BIBLIOGRAFIA

[01] **L. IZZO, F. MINELLI, G. PLIZZARI**, "Le travi reticolari miste nel cammino verso la normativa", Atti del Congresso CTE 2006, Parma, Novembre 9-11

[02] **L. IZZO**, "Un esempio di prefabbricazione parziale: la trave REP", 1977.

[03] **G. GIORDANO, G. SPADEA**. "Stato ultimo di flessione di travi in cemento armato con doppia armatura tipo REP : ricerca sperimentale". Atti Dept. of Structures, University of Calabria, Report n. 65, 1983.

[04] **G. GIORDANO, L. OMBRES, G. SPADEA**. "Modellazione teorica e controllo sperimentale del comportamento a rot-tura di travi inflesse di tipo REP". L'industria Italiana del Cemento, n. 617, 808-813, 1987.

[05] **G. GIORDANO, L. OMBRES, G. SPADEA**. "Problemi di aderenza nelle travi miste prefabbricate tipo REP". Atti del Congresso CTE, Venezia, 4-6 novembre 1988.

[06] **EN 1992-1-1:2004**. "Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings".

[07] **AA. VV.** Prove a flessione ed a taglio effettuate nell'ambito del Consorzio Produttori Travi Rep nel laboratorio della RDB a Pontenure (1987 e 1990); disponibili c/o CSP Prefabbricati.

[08] **N. TULLINI, P. REATO, M. CAPPELLOZZA**. "Indagini sperimentali su travi miste acciaio-calcestruzzo con connessioni a traliccio", 16° Congresso CTE, Parma, 9-11 Novembre 2006.

[09] **R. PUHALI, I. SMOTLACK**. "Relazione sulle prove di push-out atte a determinare le leggi carico-scorrimento delle travi in sistema composto tipo REP". Laboratorio dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni dell'Università di Trieste, 1980.

[10] **SVEVA SORGON**. "Un nuovo sistema costruttivo in struttura composta acciaio-calcestruzzo per edifici multipiano in zona sismica". Tesi di Laurea: Università degli studi di Trieste - 2004/2005, relatore prof. C. Amadio

[11] **FEDERICO PATRONO**. "Studio del comportamento di elementi tralicciati misti acciaio-calcestruzzo". Tesi di Laurea: Università degli studi di Trieste - 2006/2007, relatore prof. C. Amadio

[12] **FRANCESCA PETROVIC**. "Un nuovo sistema strutturale per edifici multipiano in zona sismica realizzato mediante elementi tralicciati misti acciaio – calcestruzzo: analisi numerica e sperimentale". Tesi di Dottorato: Università degli studi di Trieste - 2009, relatore prof. C. Amadio

[13] **C. AMADIO, L. MACORINI, S. SORGON, G. SURACI**, "Analisi di un sistema ibrido sismo – resistente costituito da elementi tralicciati in acciaio inglobati nel calcestruzzo". Atti del Congresso CTE2008, Roma, Novembre 5-8.

[14] **C. AMADIO, L. MACORINI, S. SORGON, G. SURACI**, "Studio numerico sperimentale di un sistema sismo resistente realizzato mediante elementi tralicciati misti acciaio - calcestruzzo". VII Workshop italiano sulle strutture composte 2008, Benevento, Ottobre 23-24.

[15] **C. AMADIO, S. SORGON**, "Comportamento ciclico del nodo trave – colonna per sistemi reticolari misti". Prem Magazine – Organo ufficiale di Assoprem, Febbraio 2009.

[16] **C. AMADIO, S. SORGON, G. SURACI**, "Criteri di verifica per un sistema costituito da elementi tralicciati in acciaio inglobati nel calcestruzzo". Atti del Congresso CTE2010, Brescia, Novembre 12 - 13.

[17] **E. COSENZA, G. MANFREDI, M. PECCE**, "Strutture in cemento armato". Hoepli 2008.

[18] **ABAQUS User's Manual—Version 6.5.1** 2004. Hibbit, Karlsson & Sorenson: Pawtucket, RI, U.S.A.

[19] **NTC 2008**, "Nuove norme tecniche per le costruzioni". Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.

[20] **A. GHERSI, P. LENZA**, "Edifici antisismici in cemento armato – progettati secondo le indicazioni delle nuove normative". Dario Flaccovio Editore 2009.

[21] **TIMOSHENKO**, "Théorie de la stabilité élastique, " McGraw – Hill, Book Company, INC. 1961.

[22] **CONSIGLIO SUPERIORE DEI LLPP**. Risposta della Presidenza del 22/11/79 alla Comunicazione della C.S.P. di Ghisalba (BG), a firma Ing. Livio Izzo, per la produzione in serie di Travi-Lastra C.S.P.

[23] **A. MIGLIACCI**. Relazione riguardo l'analisi del metodo di calcolo per travi Rep della C.S.P., Ghisalba (BG) del 1/3/79 redatta dall'Ing. Livio Izzo; Febbraio 1981.

[24] **J. B. MANDER, M. J. N. PRIESTLEY, and R. PARK, FELLOW, ASCE**, "Observed Stress – Strain Behavior of Confined Concrete". Journal of Structural Engineering, Vol. 114, N. 8, Agosto 1988.

[25] **B. HWAN OH, MEMBER, ASCE**, "Flexural Analysis of Reinforced Concrete Beams Containing Steel Fibers". Journal of Structural Engineering, Vol. 118, N. 10, Ottobre 1992.

- [26] **C. C. WENG, S. I. YEN, C. C. CHEN**, "Shear Strength of Concrete – Encased Composite Structural Members". *Journal of Structural Engineering*, Vol. 127, N. 10, Ottobre 2001.
- [27] **R. KHALOO and H. PARASTESH**, "Cyclic Loading of Ductile Precast Concrete Beam – Column Connection". *ACI Structural Journal*, Vol. 100, N. 3, maggio – giugno 2003.
- [28] **R. PARK and T. PAULAY**, "Reinforced Concrete Structures". John Wiley, New York, 1975.
- [29] **G. M. CALVI, G. MAGENES e S. PAMPANIN**, "Studio sperimentale sulla risposta sismica di edificio a telaio in cemento armato per soli carichi da gravità". X Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Potenza – Matera 9 – 13 settembre 2001.
- [30] **KHUNTIA, M. & GOEL, S. C.**, "Analytical study of FRC-encased steel joist composite beams". *Journal of Structural Engineering (ASCE)* 125(5), 495-502, 1999.
- [31] **KHUNTIA, M. & GOEL, S. C.**, "Experimental study of FRC-encased steel joist composite beams". *Journal of Structural Engineering (ASCE)* 125(5): 503-509, 1999.
- [32] **M. MELE, M. CIAMPOLI, E. MENEGATTI**, "Nuovi sistemi strutturali composti acciaio e calcestruzzo: Prime analisi sperimentali del comportamento sotto azioni cicliche dei nodi trave-pilastro" I° Workshop Italiano sulle Strutture Composte, Trento Giugno 1993.
- [33] **M. MELE, M. SASSONE**, "Sistemi strutturali composti ad armatura superficiale: indagine sperimentale sul comportamento di nodi trave-pilastro soggetti a carichi ciclici." V° Workshop Italiano sulle Strutture Composte, Salerno Novembre 2002.
- [34] **S. LEONE**, "Procedimenti di calcolo per travi REP". Associazione Produttori travi REP, Milano, marzo 1972.
- [35] **G. GIORDANO, L. OMBRES, G. SPADEA**, "Modellazione teorica e controllo del comportamento a rottura di travi inflesse di tipo REP". *L'industria Italiana del Cemento*, n.617, 1987.

[36] **M. FERRARI**, "Sistema costruttivo integrato la prefabbricazione con un sistema pluriplano iperstatico." Atti del Congresso CTE 2004, Bari, Novembre 4-6.

[37] **HSU, H. L., HSIEH, J. C., JUANG, J. L.**, "Seismic performance of steel-encased composite members with strengthening cross-inclined bars". Journal of Constructional Steel Research (60): 1663–1679, 2004.

[38] **EUROCODICE 3** "Design of composite steel structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings, Part 1.8 Design of Joints, Part 1.10 Material toughness and through-thickness properties", CEN, European Committee for Standardization, 2003.

[39] **AICAP**, Associazione Italiana Calcestruzzo Armato e Precompresso, "Guida all'uso dell'Eurocodice 2, progettazione di strutture in calcestruzzo armato". Vol.I 2006.

[40] **E. F. RADOGNA**, Tecnica delle costruzioni. Fondamenti delle costruzioni in acciaio Masson , 1997.

[41] **E. F. RADOGNA**, Tecnica delle costruzioni 2. Costruzioni composte "acciaio-calcestruzzo", Cemento armato-Cemento armato precompresso. Zanichelli, 2002.

[42] **Decreto Ministeriale 9 gennaio 1996**. "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo di costruzioni in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche"

[43] **Decreto Ministeriale 3 dicembre 1987**. "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate."

[44] **Circolare Ministero LL.PP. n. 6090 dell'11 agosto 1969**. "Norme per la progettazione, il calcolo, la esecuzione e il collaudo di costruzioni con le strutture prefabbricate in zone asismiche e sismiche."

[45] **CNR 10025/84**. "Istruzioni per il progetto, l'esecuzione e il controllo delle strutture prefabbricate in conglomerato cementizio e per le strutture costruite con sistemi industrializzati."

[46] **CNR 10025/98**. "Istruzioni per il progetto, l'esecuzione e il controllo delle strutture prefabbricate in calcestruzzo."

[47] **Eurocode No.4**. "Design of composite steel and concrete structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings", CEN, European Committee for Standardization, 2004

[48] **Eurocode No.8**. "Research Design of Structures for Earthquake resistance-Part1: General rules, seismic actions and rules for buildings", CEN, European Committee for Standardization, 2003

[49] **Model Code 2010**. Fib Bulletin 56, First complete draft – Volume 2

[50] **CIS-E Consorzio per le Costruzioni dell'Ingegneria Strutturale in Europa**, "Raccomandazioni per la progettazione e l'esecuzione di travi prefabbricate reticolari miste", 26 Novembre 2009.

[51] **B. BELLETTI, P. BERNARDI, R. CERIONI, I. IORI**, "Analisi non lineare di travi in cemento armato non armate a taglio". Atti del Congresso CTE2002, Mantova, Novembre 7 – 8 - 9.



Pubblicazioni dell'autore

C. AMADIO, L. MACORINI, S. SORGON, G. SURACI, "Analisi di un sistema ibrido sismo – resistente costituito da elementi tralicciati in acciaio inglobati nel calcestruzzo". Atti del Congresso CTE2008, Roma, Novembre 5-8.

C. AMADIO, L. MACORINI, S. SORGON, G. SURACI, "Studio numerico sperimentale di un sistema sismo resistente realizzato mediante elementi tralicciati misti acciaio - calcestruzzo". VII Workshop italiano sulle strutture composte 2008, Benevento, Ottobre 23-24.

C. AMADIO, S. SORGON, "LINEE GUIDA - Istruzioni per Travi Prefabbricate Reticolari Miste: Cap. 7. Stali Limite di Esercizio per Travi Prem". Prem Magazine – Organo ufficiale di Assoprem, Febbraio 2009.

C. AMADIO, S. SORGON, "Comportamento ciclico del nodo trave – colonna per sistemi reticolari misti". Prem Magazine – Organo ufficiale di Assoprem, Giugno 2009.

C. AMADIO, S. SORGON, G. SURACI, "Criteri di verifica per un sistema costituito da elementi tralicciati in acciaio inglobati nel calcestruzzo". Atti del Congresso CTE2010, Brescia, Novembre 12 - 13.